8.8.2—Pruebas de carga de diagnóstico

8.8.2.1—Introducción

Antes de iniciar una prueba de carga de diagnóstico, el puente debe calificarse analíticamente utilizando los procedimientos contenidos en este Manual. Los procedimientos descritos en esta Sección permitirán al Ingeniero reexaminar los fundamentos teóricos. valores y ajustar estas calificaciones para reflejar la realidad rendimiento del puente obtenido del diagnóstico resultados de la prueba.

8.8.2.2—Enfoque

Mientras un puente exhiba un comportamiento lineal, un La prueba de carga de diagnóstico se puede utilizar para validar una actualización. modelo analítico. Por lo tanto, es importante que la carga de prueba sea colocados en varias posiciones en el puente para determinar la respuesta en todos los miembros críticos del puente. Además, el La magnitud de la carga de prueba debe ser suficientemente alta para que que hay poca probabilidad de un comportamiento no lineal en el niveles previstos de carga de servicio. Si el ingeniero es satisfecho de que el modelo es válido, entonces se realiza una extrapolación a niveles de carga superiores a los colocados en el puente durante la prueba puede ser factible. Los siguientes artículos presentan un método para extrapolar los resultados de una carga diagnóstica. prueba.

8.8.2.3—Aplicación de los resultados de las pruebas de diagnóstico

Una parte importante de las pruebas de diagnóstico es la evaluación. de las diferencias entre lo previsto y lo medido respuestas para su uso posterior en la determinación de la carga calificación del puente. Esta sección proporciona pautas para modificar la clasificación de carga calculada para un puente basado en los resultados de una prueba de carga de diagnóstico.

Se debe utilizar la siguiente ecuación para modificar la Clasificación de carga calculada después de una prueba de carga de diagnóstico:

$$RF_T = RF_c K \quad (8.8.2.3\text{-}1)$$

RFT = factor de clasificación de carga para la capacidad de carga viva según el resultado de la prueba de carga

RFc = factor de calificación basado en cálculos previos a incorporando los resultados de las pruebas (se debe utilizar la ecuación A6.4.2.1-1).

K = factor de ajuste resultante de la comparación del comportamiento de prueba medido con el modelo analítico (representa los beneficios de la carga de campo prueba, si la hubiera)

C8.8.2.3

El factor de sección apropiado (área, módulo de sección) que se utilizará para calcular RFc debe determinarse después de la evaluación de los resultados de la prueba de carga, incluidas las observaciones realizadas durante la colocación del vehículo de prueba en el puente. Es necesario evaluar críticamente la mejora observada en el factor de sección resultante de una acción compuesta no intencionada. Evaluación analítica de la acción compuesta en puentes de losa y viga sin conexión mecánica a cortante y la confiabilidad.

de acción compuesta encontrada por una prueba de diagnóstico se analiza en NCHRP Research Results Digest No. 234.

Para estructuras compuestas con conectores de corte, se debe utilizar la sección compuesta completa según lo definido por las Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD, a menos que las observaciones durante la prueba indiquen deslizamiento en la interfaz de la viga del tablero. Las estructuras no compuestas que no muestren evidencia de acción compuesta bajo la carga de prueba deben evaluarse en base a factores de sección no compuestos.

8.8.2.3.1—Determinación de K

El Factor de Ajuste K viene dado por:

$$K = 1 + K_a K_b \quad (8.8.2.3.1\text{-}1)$$

dónde:

K_a = representa tanto el beneficio derivado de la prueba de carga, si la hubiera, y consideración de la sección factor (área, módulo de sección, etc.) que resiste la carga de prueba aplicada

K_b = representa la comprensión de la prueba de carga resultados comparados con los predichos por teoría

Sin prueba de carga, K = 1. Si los resultados de la prueba de carga de acuerdo exactamente con la teoría, entonces K = 1 también. Generalmente, después de una prueba de carga, K no es igual a uno. Si K > 1, entonces la respuesta del puente es más favorable de lo previsto. por teoría y la capacidad de carga del puente puede ser mejorado. Por otro lado, si K < 1, entonces real La respuesta del puente es más severa que eso. predicha y la capacidad de carga teórica del puente puede hay que reducirlo.

La siguiente expresión general debe usarse en determinando Ka:

$$k_a = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_t} - 1 \quad (8.8.2.3.1\text{-}2)$$

dónde:

ε_T = deformación máxima del miembro medida durante la carga prueba

ε_C = deformación calculada correspondiente debido a la prueba vehículo, en su posición en el puente que producido ε_T

Ka puede ser positivo o negativo dependiendo de los resultados. de la prueba de carga.

En general:

$$\varepsilon_c = \frac{L_t}{(SF)E} \quad (8.8.2.3.1\text{-}3)$$

dónde:

LT = efecto de carga teórica calculado en el miembro correspondiente a la deformación medida ε_T

SF = factor de sección apropiado para el miembro (área, sección módulo, etc.); ver C8.8.2.3

E = módulo de elasticidad del miembro

C8.8.2.3.1

La intención de "¿Se puede extrapolar el comportamiento de los miembros?" a 1,33W?" en la Tabla 1 es para proporcionar cierta seguridad de que la estructura tiene una capacidad de reserva adecuada más allá de su nivel de carga nominal W. Normalmente esto se establecería mediante cálculo, pero también serían aceptables pruebas de verificación.

Ejemplos de cálculos típicos que podrían realizarse para verificar este criterio incluyen:

1. Cargar el modelo analítico con 1,33W y determinar si existe comportamiento lineal de los componentes de la estructura. El modelo podría basarse en las especificaciones LRFD o en un modelo informático tridimensional.

2. Utilizando los procedimientos indicados en el Compendio de resultados de investigación del NCHRP No. 234, determine si hay acción compuesta a 1,33 W donde no se pretendía.

La prueba de carga de diagnóstico no aborda específicamente el estado límite de fatiga. Sin embargo, en el momento de la prueba puede ser necesario medir las tensiones en los detalles sensibles a la fatiga para determinar si es posible que se produzcan fisuras por fatiga.

La deformación teórica εC resultante de la carga de prueba. debe calcularse utilizando un factor de sección que más se aproxima mucho a la resistencia real del miembro durante el examen. (Ver ejemplo en NCHRP Research Results Digest No. 234, páginas 46–47.) Para no compuestos secciones, el factor Ka representa el beneficio de la prueba sin el efecto de una acción compuesta no intencionada.

Kb tiene en cuenta el análisis realizado por el equipo de prueba de carga y su comprensión y explicaciones de las posibles mejoras en la capacidad de carga observado durante la prueba. En particular, el equipo de prueba de carga. debe considerar los siguientes elementos y reducir Kb para tener en cuenta aquellas contribuciones de las que no se puede depender encendido al nivel de carga nominal. La Tabla 1 proporciona orientación. Basado en el comportamiento anticipado de los miembros del puente. en el nivel de carga nominal, y la relación entre la efecto del vehículo de prueba no factorizado T y el efecto bruto no factorizado efecto de carga nominal W.

Tabla 8.8.2.3.1-1—Valores para Kb

¿Puede el comportamiento de los miembros ser extrapolado a 1,33W?		Magnitud de la carga de prueba			kb
Sí	No	$\frac{t}{W.} < 0,4$	0,4 0,7 t < ≤ W	$\frac{t}{W} > 0,7$	
√		√			0
√			√		0,8
√				√	1.0
	√	√			0
	√		√		0
	√			√	0,5

Al factor Kb se le debe asignar un valor entre 0 y 1,0 para indicar el nivel de beneficio de la prueba que se esperado al nivel de carga nominal. Kb = 0 refleja la incapacidad del equipo de prueba para explicar el comportamiento de la prueba o validar los resultados de la prueba, mientras que Kb = 1 significa que el Las mediciones de prueba se pueden extrapolar directamente al rendimiento con cargas más altas correspondientes a la clasificación. niveles.

8.8.3—Pruebas de carga de prueba

8.8.3.1—Introducción

Las pruebas de carga de prueba proporcionan una alternativa a Calcular analíticamente la capacidad de carga de un puente. A La prueba de resistencia "demuestra" la capacidad del puente para soportar su carga muerta completa más algo de carga viva "magnificada". Un mayor carga que la carga viva que se espera que soporte el puente es colocado en el puente. Esto se hace para proporcionar un margen de seguridad en caso de sobrecarga ocasional durante el funcionamiento normal del puente.

Las cargas de prueba proporcionan un límite inferior a la verdad. capacidad de resistencia de los componentes y por lo tanto conduce a una límite inferior de la capacidad de carga. Un satisfactorio La prueba de carga de prueba generalmente proporciona una mayor confianza en la capacidad de carga que una capacidad calculada.

8.8.3.2—Aproximación

Durante una prueba de carga de prueba, las cargas deben ser incrementa y la respuesta se mide hasta alcanzar el nivel deseado. se alcance la carga o hasta que se detenga la prueba por razones citado a continuación. Las cargas también deben trasladarse a diferentes posiciones para verificar adecuadamente todos los componentes de la ruta de carga. Al retirar la carga, la estructura debe volver a ser inspeccionado para ver que no se hayan producido daños y que no hay movimientos residuales ni angustia.

Por lo general, las cargas se aplican en pasos para que la La respuesta del puente bajo cada incremento de carga puede ser Se monitorea el comportamiento lineal-elástico y para limitar la angustia. debido a grietas u otros daños físicos. La carga de prueba La prueba generalmente finaliza cuando cualquiera de las siguientes ocurre:

1. La carga viva deseada más el margen apropiado de se alcanza la seguridad.

2. La respuesta del puente muestra el inicio de una respuesta no lineal. comportamiento u otros signos visibles de angustia, como patrones de hebilla que aparecen en zonas compresivas en acero o grietas en el hormigón.

Las cargas de prueba deben proporcionar tanto la clasificación vehículos, incluido el margen de carga dinámica, y un factor de carga para los márgenes de seguridad requeridos. La carga factor puede ser como se describe en el Artículo 8.8.3.3 o como especificado por la Agencia Bridge.

8.8.3.3—Cargas de prueba objetivo

8.8.3.3.1—Selección del factor de carga viva objetivo

Xp representa el factor de carga viva objetivo (aplicado a la carga de prueba) necesaria para llevar el puente a un factor de clasificación de 1,0. Si la prueba alcanza con seguridad este nivel de carga, es decir la calificación legal más la asignación de impacto magnificada por la factor Xp, entonces el factor de calificación es 1,0. La carga de prueba de prueba Los factores están calibrados para proporcionar los mismos objetivos de seguridad. implícito en las clasificaciones calculadas utilizando procedimientos de clasificación de factores de carga y resistencia. Sólo la carga viva es factorizado durante la prueba de prueba. La carga muerta se supone ser el valor medio.

También se pueden garantizar cargas de prueba más altas para incorporar habilitaciones para vehículos con permiso, y en este Por ejemplo, el vehículo de carga permitida más carga dinámica. La asignación debe ampliarse en Xp.

Varias condiciones del sitio pueden tener una influencia en la Capacidad de carga. Estos factores se incluyen aquí haciendo ajustes a Xp para tener en cuenta tales condiciones. Cada uno de estas cantidades de ajuste se presentan a continuación. Después de XPA (el Xp ajustado) , este valor se multiplica por la carga nominal más el margen de carga dinámica para obtener la Magnitud de la carga de prueba que se necesita para alcanzar una calificación. factor de 1,0.

C8.8.3.3.1

Una prueba de prueba proporciona información sobre la capacidad del puente, incluido el efecto de carga muerta, la carga viva distribuciones y fortalezas de los componentes. Sin embargo, otros Durante el ensayo no se miden las incertidumbres, en particular la posibilidad de sobrecargas del puente durante el funcionamiento normal, así como el margen de impacto. Estas incertidumbres restantes deben considerarse en establecer una carga de prueba objetivo.

El valor base recomendado para Xp antes de aplicar cualquier ajuste es 1,40. Este valor fue calibrado para dar la misma confiabilidad general que el nivel inherente a la capacidad de carga calculada. El factor 1,40 en directo Las cargas pueden reducirse si el propósito de la prueba es únicamente para verificar una clasificación para una carga permitida. En este caso el correspondientes factores de carga permitidos dados en Se debe utilizar la Tabla A6.4.5.4.2.1-1.

Para resistencia basada en prueba:

$$R_n = D + 1,40 (L + I) \quad (8.8.3.3.1\text{-}1)$$

Para resistencia basada en cálculo:

$$R_n = \gamma_D D + \gamma_L (L + I) \quad (8.8.3.3.1\text{-}2)$$

Los niveles de confiabilidad asociados con las Ecs. 1 y 2 son equivalentes porque el valor de resistencia obtenido de una La prueba de prueba es más confiable que la obtenida únicamente por métodos analíticos.

Los siguientes son algunos de los ajustes a Xp que debe considerarse al seleccionar una prueba de carga viva magnitud para lograr un factor de calificación de 1,0, como se indica en la Tabla 1. Cualquiera de estos ajustes puede ignorarse, sin embargo, si las políticas de publicación y permisos de la agencia ya incluyen provisiones para estos factores.

1. Para la mayoría de las situaciones, el factor de carga viva se aplica a un Prueba con cargas en dos carriles. Si la carga de un carril controla la respuesta, entonces aumente Xp en un 15 por ciento. Este aumento es consistente con las estadísticas de sobrecarga generadas para las Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD.

2. Para vanos con detalles críticos para la fractura, el factor de carga viva Xp se incrementará en un diez por ciento para elevar el nivel de confiabilidad a un nivel más seguro. Se deberá considerar un aumento similar en la carga de prueba para cualquier estructura sin trayectorias de carga redundantes.

3. Aumentar Xp en un diez por ciento para estructuras en malas condiciones (Código NBI 4 o menos) para tener en cuenta el aumento de incertidumbres en la resistencia y el deterioro futuro. Se puede tomar una reducción del cinco por ciento en la carga de prueba si se realiza una inspección en profundidad.

4. Si la estructura es tasable, es decir, no existen detalles ocultos, y si el factor de calificación calculado excede 1.0, Xp se puede reducir en un cinco por ciento. La prueba en este caso se realiza para confirmar los cálculos.

5. Se garantiza la reducción de la carga de prueba para puentes con intensidad de tráfico reducida.

Tabla 8.8.3.3.1-1—Ajustes a Xp

Consideración	Ajuste +15%
Controles de carga de un carril	+10%
Estructura no redundante	+10%
Detalles críticos para la fractura	
Puentes presentes en malas	+10%
condiciones Inspección en	–5%
profundidad realizada Tasable,	–5%
existente RF ≥	–10%
1,0 ADTT ≤ 1000 ADTT ≤ 100	-15%

Los ajustes descritos anteriormente deben ser considerados como valores mínimos; valores mayores pueden ser seleccionado por el Ingeniero según lo considere apropiado.

8.8.3.3.2—Aplicación del factor de carga viva objetivo, Xpa

La aplicación de los ajustes recomendados anteriormente conduce al factor de carga viva objetivo XpA. El aumento porcentual neto en Xp (Σ por ciento) se encuentra sumando los valores apropiados ajustes indicados anteriormente. Entonces:

$$XXpAp = {}_{+}1 \quad \frac{\sum \%}{100} \qquad (8.8.3.3.2\text{-}1)$$

La carga de prueba objetivo LT es entonces:

$$LXLTIM + pA\ R\ (1 \quad) \qquad (8.8.3.3.2\text{-}2)$$

dónde:

LR = carga viva no factorizada comparable debido a la calificación del vehículo para los carriles cargados

IM = tolerancia de carga dinámica

Xpa = factor de carga viva ajustado objetivo

En ningún caso se debe aplicar una carga de prueba que no envuelve el vehículo de calificación más carga dinámica prestación. Para puentes de varios carriles, un mínimo de dos los carriles deben cargarse simultáneamente.

XpA no debe ser inferior a 1,3 ni superior a 2,2.

La carga de prueba objetivo LT debe colocarse en el puente por etapas, con la respuesta del puente a la Las cargas aplicadas se controlan cuidadosamente. La carga de la primera etapa no debe exceder los 0,25 LT y la carga de la segunda etapa no debe exceder los 0,5 LT. Incrementos más pequeños de carga entre etapas de carga puede estar justificado, particularmente cuando la carga de prueba aplicada se aproxima a la carga objetivo.

8.8.3.3.3—Capacidad de carga y clasificación

Al concluir la prueba de carga de prueba, el valor real La carga viva máxima de prueba Lp aplicada al puente es conocido. La capacidad del nivel operativo OP se encuentra de la siguiente manera:

$$OP = \frac{k_O L_p}{X_{pA}} \quad (8.8.3.3.3\text{-}1)$$

dónde:

X_{pA} = factor de carga viva objetivo resultante de la ajustes descritos en el Artículo 8.8.3.3.2

k_O = factor que toma en consideración cómo La prueba de carga de prueba finalizó y se encontró de la Tabla 1

Tabla 8.8.3.3.3-1—Valores de kO

Terminado	ko
Carga objetivo alcanzada	1.00
Nivel de angustia alcanzado	0,88

Si la prueba finaliza antes de alcanzar el objetivo carga, la carga LP que se utilizará en la ecuación. 1 debería ser la carga justo antes de alcanzar la carga que causa la angustia que dio lugar a la terminación de la prueba.

El factor de calificación en el nivel operativo RFo es:

$$RF_{o} = \frac{OP}{L_R(1+IM)} \quad (8.8.3.3.3\text{-}2)$$

La capacidad operativa, en toneladas, es el factor de calificación. veces el peso nominal del vehículo en toneladas.

C8.8.3.3.3

Si se observan signos de peligro antes de alcanzar la carga de prueba objetivo y se debe detener la prueba, entonces la carga viva de prueba máxima real debe reducirse en un 12 por ciento mediante el factor kO. Esta reducción es consistente con observaciones que muestran que Las propiedades nominales del material utilizadas en los cálculos suelen estar un 12 por ciento por debajo de las propiedades del material observadas en las pruebas.

8.9—USO DE LOS RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CARGA EN LAS DECISIONES DE PERMISO

Las pruebas de carga pueden usarse para predecir la capacidad de carga para fines de revisar las cargas permitidas especiales que excedan los niveles legales normales. Estas pruebas deben realizarse utilizando un patrón de carga similar a los efectos del permiso vehículo. Se debe dar especial consideración en el Interpretación de las pruebas y revisión del permiso. cargar cálculos a lo siguiente:

1. ¿Se permitirá otro tráfico en el puente cuando la carga permitida cruce la estructura?
2. ¿La trayectoria de carga del vehículo que cruza el puente será ¿Se puede saber de antemano y se puede asegurar?
3. ¿Se controlará la velocidad del vehículo para limitar impacto dinámico?
4. ¿Será inspeccionado el puente después del movimiento para ¿Asegurar que el puente sea estructuralmente sólido?

APÉNDICE A8—PROCEDIMIENTOS GENERALES DE PRUEBA DE CARGA

A8.1—GENERALES

Los pasos necesarios para la clasificación de carga de puentes mediante pruebas de carga incluyen los siguientes:

Paso 1. Inspección y capacidad de carga teórica.

Paso 2. Desarrollo del programa de prueba de carga.

Paso 3. Planificación y preparación para la prueba de carga.

Paso 4. Ejecución de la prueba de carga.

Paso 5. Evaluación de los resultados de las pruebas de carga.

Paso 6. Determinación de la capacidad de carga final

Paso 7. Informes

A8.2—PASO 1: INSPECCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE CARGA TEÓRICA

Antes de las pruebas de carga, se debe realizar una evaluación exhaustiva de la condición física del puente mediante una inspección de campo, seguida de una clasificación de carga teórica (cuando sea posible) de acuerdo con los procedimientos descritos en la Sección 6. Estos son necesarios para su uso como la condición base para planificar y realizar la prueba de carga y para garantizar la seguridad del puente bajo la carga de prueba. En esta etapa, se debe determinar si las pruebas de carga son una alternativa factible para establecer la capacidad de carga del puente.

El modelo analítico desarrollado para la clasificación teórica también se utilizará para establecer la carga de prueba objetivo requerida, predecir la respuesta del puente a la carga de prueba, evaluar los resultados de la prueba de carga y establecer la clasificación de carga final para el puente. El procedimiento para interpretar los resultados de las pruebas debe determinarse antes de comenzar las pruebas, de modo que se pueda disponer la instrumentación para proporcionar los datos relevantes.

A8.3—PASO 2: DESARROLLO DEL PROGRAMA DE PRUEBA DE CARGA

Se debe preparar un programa de prueba antes de comenzar con una prueba de carga y debe incluir los objetivos de la prueba, el tipo de prueba(s) a realizar y los criterios relacionados. La elección del método de prueba de carga o de diagnóstico depende de varios factores, incluido el tipo de puente, la disponibilidad del diseño y los detalles de construcción, la condición del puente, los resultados de la inspección y calificación preliminar, la disponibilidad de equipos y fondos, el nivel de riesgo involucrado, y objetivos de la prueba.

A8.4—PASO 3: PLANIFICACIÓN Y PREPARACIÓN PARA LA PRUEBA DE CARGA

Se requiere una planificación y preparación cuidadosas de las actividades de prueba para garantizar que se cumplan los objetivos de la prueba. En esta etapa, se identifican los efectos de la carga a medir, se selecciona la instrumentación, se establecen los requisitos del personal y se definen las cargas de prueba, todo ello teniendo en cuenta las consideraciones de seguridad. La magnitud, configuración y posición de la carga de prueba se seleccionan según el tipo de puente y el tipo de prueba a realizar.

A8.5—PASO 4: EJECUCIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA

El primer paso en la ejecución de una prueba de carga es instalar y verificar la instrumentación, lo que normalmente podría hacerse sin cerrar el puente al tráfico. Luego se puede realizar la prueba de carga real, preferiblemente con el puente cerrado al tráfico de vehículos y peatones. Las cargas deben aplicarse en varios incrementos mientras se observa el comportamiento estructural. Se deben tomar medidas de deformaciones, desplazamientos y rotaciones al inicio de la prueba de carga del puente y al final de cada incremento. Para garantizar que se obtengan datos precisos y confiables durante la prueba, es importante evaluar la respuesta del puente a posiciones de carga repetidas y tener en cuenta las variaciones de temperatura durante la prueba de carga. Se debe monitorear la respuesta de carga-deformación y la recuperación de la deflexión en ubicaciones críticas para determinar el inicio del comportamiento no lineal. Una vez que se observe cualquier falta de linealidad, el puente debe descargarse inmediatamente y registrarse la recuperación de la deflexión.

A8.6—PASO 5: EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CARGA

Al finalizar la prueba de carga en campo y antes de utilizar los resultados de la prueba de carga para establecer una clasificación de carga para el puente, se debe considerar la confiabilidad de los resultados de la prueba de carga al evaluar la aceptabilidad general de los resultados de la prueba. Es importante comprender cualquier diferencia entre los efectos de la carga medidos y los predichos por la teoría.
Esta evaluación generalmente se realiza en la oficina después de completar la prueba de carga.

A8.7—PASO 6: DETERMINACIÓN DE LA CLASIFICACIÓN DE CARGA FINAL

La determinación de una clasificación de carga revisada basada en pruebas de campo debe realizarse de acuerdo con el Artículo 8.8.2 para Pruebas de diagnóstico y el Artículo 8.8.3 para Pruebas de prueba. La clasificación establecida debe ser consistente con el comportamiento estructural observado durante la prueba de carga y el buen juicio de ingeniería, y también debe considerar factores que no pueden determinarse mediante pruebas de carga, pero que se sabe que influyen en la seguridad del puente.

A8.8—PASO 7: INFORMES

Se debe preparar un informe completo que describa los resultados de las investigaciones y pruebas de campo, la descripción de las cargas de prueba y los procedimientos de prueba, los tipos y la ubicación de la instrumentación, la clasificación teórica y los cálculos de la clasificación de carga final. El informe debe incluir la evaluación final del puente de acuerdo con los resultados de la prueba de carga y los cálculos de calificación, y también puede contener recomendaciones para acciones correctivas.

APÉNDICE A: EJEMPLOS ILUSTRativoS

TABLA DE CONTENIDO



APÉNDICE A:

EJEMPLOS ILUSTRativoS

A1—PUENTE DE VARCA DE ACERO COMPUESTO DE TRAMO SIMPLE

PARTE A—MÉTODO DE CLASIFICACIÓN DEL FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA

A1A.1—Evaluación de un larguero interior

A1A.1.1—Datos del puente

Durar:	65
Año de construcción:	pies 1964
Material:	Acero A36
	F_y = 36 ksi f
	′c = 3 ksi
Condición:	Sin deterioro (Ítem NBI 59 = 7)
	El miembro está en buenas condiciones.
Superficie de	Desviaciones superficiales menores (verificadas y documentadas en campo)
conducción: ADTT (una	1000

dirección): Inclinación: 0° Información

adicional: Diafragmas espaciados a 16 pies 3 pulgadas.

A1A.1.2—Propiedades de la sección

En la construcción no apuntalada, el larguero de acero no compuesto debe soportar su propio peso más el peso de la losa de concreto. Para la sección mixta, el hormigón se transforma en un área equivalente de acero dividiendo el área de la losa por la relación modular. La carga viva más las tensiones de impacto son soportadas por la sección compuesta utilizando una relación modular de n. Para tener en cuenta el efecto de la fluencia, la sección compuesta soporta tensiones de carga muerta superpuestas utilizando una relación modular de 3n (Diseño LRFD 6.10.1.1.b). En este análisis se utilizan las propiedades de la sección construida ya que no hay deterioro.

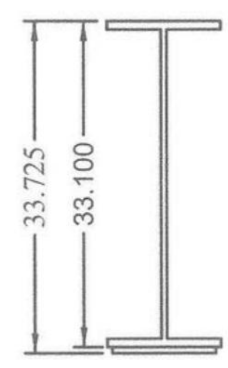
A1A.1.2.1—Propiedades de la sección no compuesta

Las propiedades de la sección de las formas laminadas están sujetas a cambios con los cambios en las prácticas de laminación de la industria del acero. Identifique los componentes de acero a partir de los registros disponibles, la fecha de construcción y las mediciones de campo. Las propiedades de la sección de esta viga se determinaron a partir del Manual AISC de Construcción en Acero, Sexta Edición, impreso durante el período de julio de 1963 a marzo de 1967, que es consistente con la fecha del "Año de Construcción" de este puente.

W 33 × 130 tf = 0,855 pulg. bf = 11,51 pulg. tw = 0,58 pulg.
A = 38,26 pulg.2 I = 6699 pulg.4

PL $^{5}/_{8}$ pulg. × 10 $^{1}/_{2}$ pulg.
t = 0,625 pulg. b = 10,5 pulg.

A = txb = 6,56 pulg.2
I ~0 pulg.4 (insignificante)



$$\bar{y} = \frac{\frac{D_{W\,33\times130}}{2} + t_{PL}\,A_{W\,33\times130} + \left(\frac{t_{PL}}{2}\right) A_{PL}}{A_{W\,33\times130} + A_{PL}}$$

una tuberculosis

$$\bar{y} = \frac{(17.175 + 0{,}625)(38.26) + (0{,}313)(6{,}56)}{38{,}26 + 6{,}56}$$ Distancia a . CG .

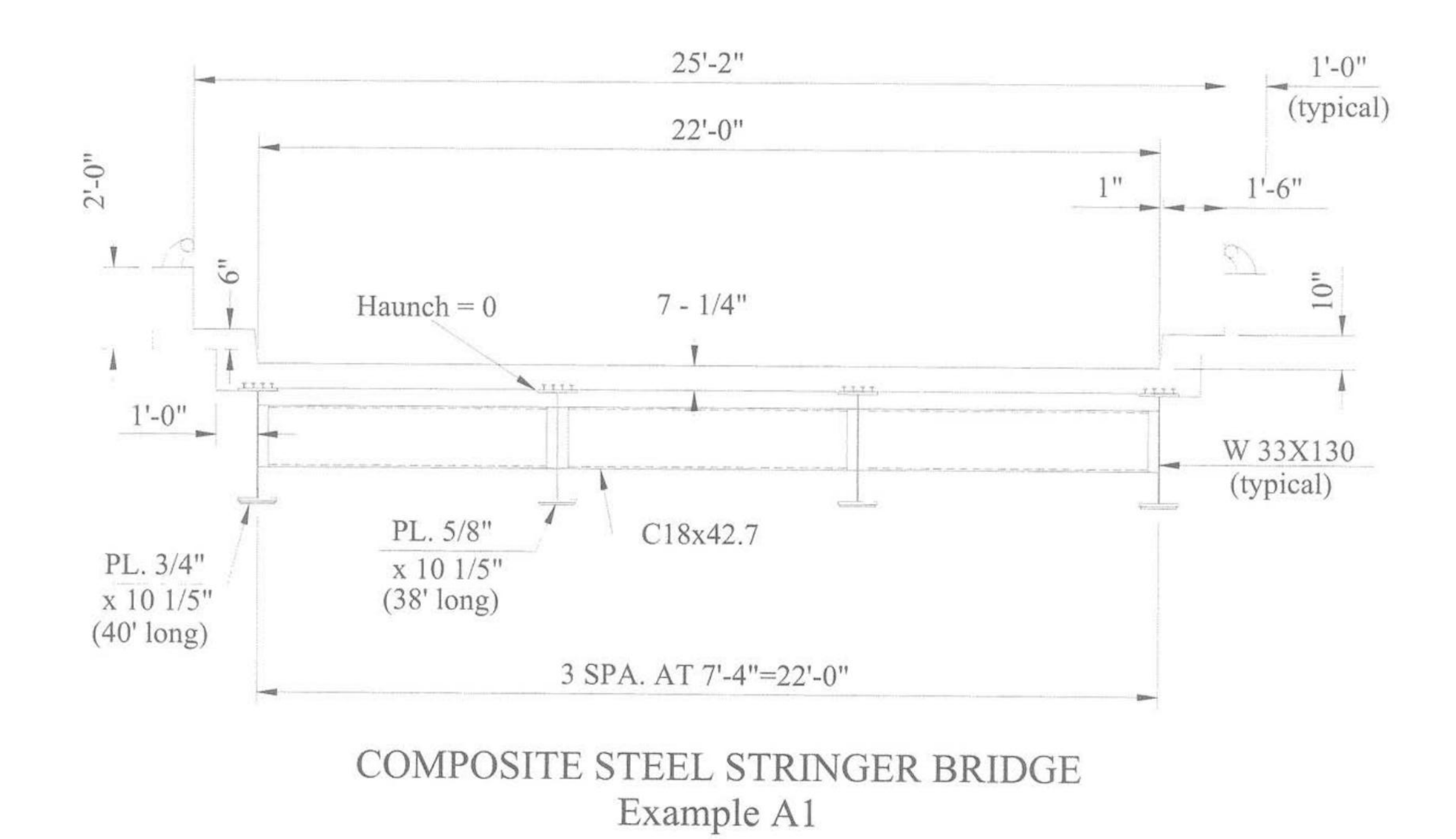
$\bar{y}$ = 14,71 pulgadas desde la parte inferior de la sección hasta el centroide

$$I_x = 6699 + 38{,}26\,(2{,}47)^2 + 6{,}56\,(14{,}40)^2$$ Yo

4xI = 8293 pulgadas.

$$S_t = \frac{8293}{19{,}02} = 436{,}0 \text{ pulgadas.}^3$$ Módulo de sección en la parte superior del acero.

$$S_b = \frac{8293}{14{,}71} = 563{,}7 \text{ pulgadas.}^3$$ Módulo de sección en la parte inferior del acero.



COMPOSITE STEEL STRINGER BRIDGE
Example A1

A1A.1.2.2—Propiedades de la sección compuesta (Diseño LFRD 4.6.2.6.1)

Ancho efectivo de brida, sea

Mínimo de:

i. 1/4( ) L
ii. 12.0 mayor de: o 1/ 2 t tb + w f arriba
III. S

i. 1/4(65)(12) ii. = 195
(7.25)(12) + 1/2(11.51) iii. (7.33) = pulgadas
(12) = 92,8 pulgadas 88 pulgadas controles

Relación modular, norte — Diseño LRFD 6.10.1.1.1b

f ′c = 3 ksi

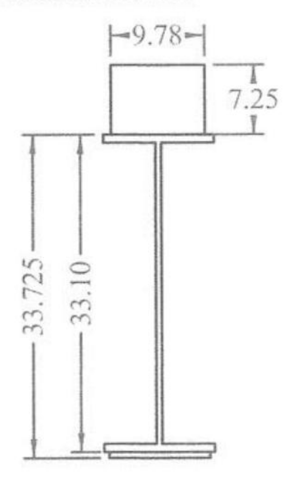
Para 2,9 < f ′c < 3,6, n = 9 — Diseño LRFD C6.10.1.1.1b

Larguero interior típico:

Compuesto de Corto Plazo, (n):

W33 × 130, PL 5/8 pulg. × 101 /2 pulg. y Conc. 71/4 pulg. × 88 pulg.

Ancho efectivo de brida, be = $\frac{88}{\text{norte}}$ = 9,78 pulgadas.



$$\bar{y} = \frac{(17.175)(38.26) + (0,313)(6,56) + \frac{88}{9}\times 7,25\ (37,35)}{38,26 + 6,56 + \frac{88}{9}\times 7.25}$$

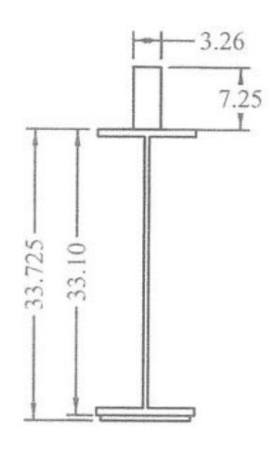
$\bar{y}$ = 28,58 pulgadas desde la parte inferior de la sección hasta el centroide

$$yo_x = 6699 + (38,26)(11,40)^2 + (6,56)(28,27)^2 + \frac{\left(\frac{88}{9}\right)(7.25)^3}{12} + \frac{88}{9}\times 7,25\ (8.77)^2$$

yo_x = 22677 pulgadas.^{4}

$S_t = \frac{22677}{5.14}$ = 4412 pulgadas.^{3} Módulo de sección en la parte superior del acero.

$S_b = \frac{22677}{28,58}$ = 793 pulgadas.^{3} Módulo de sección en la parte inferior del acero.



Compuesto de largo plazo, 3n:

W33 × 130, PL $^{5}/_{8}$ pulg. × 10 $^{1}/_{2}$ pulg. y Conc. 7 $^{1}/_{4}$ pulg. × 88 pulg.

Ancho efectivo de brida, ser = $\left(\frac{88}{3 \times 9}\right) =$ 3,26 pulgadas.

$$\bar{y} = \frac{(17,175)(38,26) + (0,313)(6,56) + \left(\frac{88}{27}\right)(7,25)(37,35)}{38,26 + 6,56 + 7,25\left(\frac{88}{27}\right)}$$

$\bar{y}$ = 22,52 pulgadas desde la parte inferior de la sección hasta el centroide

$$Yo_x = 6699 + (38,26)(5,34)^2 + (6,56)(22,21)^2 + \frac{\left(\frac{88}{27}\right)(7.25)^3}{12} + \frac{88 \times 7,25}{27} \times (14.83)^2$$

$yo_x =$ 16326 pulgadas.^{4}

$S_t = \frac{16326}{11,20} =$ 1458 pulg.^{3} Módulo de sección en la parte superior del acero.

$S_b = \frac{16326}{22,52} =$ 725 pulg.^{3} Módulo de sección en la parte inferior del acero.

A1A.1.2.3—Resumen de las propiedades de la sección en el centro del tramo

A1A.1.2.3a—Sección de acero únicamente

PARADA = 436 pulg.3

SBOT = 563,7 pulg.3

A1A.1.2.3b—Sección compuesta—Corto plazo, n = 9

STOPacero = 4412 pulg.3

SBOT = 793 pulg.3

A1A.1.2.3c—Sección compuesta—Largo plazo, 3n = 27

STOPacero = 1458 pulg.3

SBOT = 725 pulg.3

A1A.1.3—Análisis de carga muerta—Larguero interior

A1A.1.3.1—Componentes y accesorios, CC

En general, los accesorios pueden incluir placas de conexión, refuerzos, diafragmas, refuerzos y otros componentes diversos. Un cálculo de calificación refinado tiene en cuenta los principales componentes del peso; alternativamente, se puede utilizar un porcentaje del peso del larguero como estimación. Para este ejemplo, se tuvieron en cuenta tres diafragmas interiores y se ignoraron los diafragmas de los extremos que están directamente sobre los soportes al estimar las cargas de luz uniformes.

A1A.1.3.1a—Cargas muertas no compuestas, DC1

Cubierta: $(7{,}33 \text{ pies})\left(\frac{7{,}25 \text{ pulgadas.}}{12}\right)(0{,}150 \text{ kcf})$ = 0,664 kip/pie

Larguero: (0,130 kip/pie) (1,06) = 0,138 kip/pie
(aumento del seis por ciento para conexiones)

Placa de cubierta:

$$\frac{(0{,}625 \text{ pulg.})(10{,}5 \text{ pulg.})\left(\frac{0{,}490 \text{ kcf}}{144}\right)(1{,}06)(38 \text{ pies})}{65 \text{ pies}}$$ = 0,014 kip/pie

Diafragmas: $\frac{(1{,}06)(3)(0{,}0427 \text{ kip/pie})(7{,}33 \text{ pies})}{65 \text{ pies}}$ = 0,015 kip/pie

Total por larguero = 0,831 kip/pie

$$CDM = \frac{0.831(65)^2}{8} =$$ 439 kip-pies en el medio del tramo

$$V_{CC1} = 0{,}831 \frac{65}{2} =$$ 27 kips en rumbo

A1A.1.3.1b—Cargas muertas compuestas, DC2

Todas las cargas permanentes sobre el tablero se distribuyen uniformemente entre las vigas. Diseño LRFD 4.6.2.2.1

El peso unitario del hormigón armado generalmente se considera 0,005 kcf mayor que el peso unitario del hormigón simple, por lo que para estimar las cargas del hormigón se supuso 0,150 kcf. Diseño LRFD C3.5.1

Frenar: $\left(\frac{1 \text{ pie}}{12}\right)(10 \text{ pulg.})(0{,}150 \text{ kcf})\left(\frac{2 \text{ bordillos}}{4 \text{ vigas}}\right)$ = 0,062 kip/pie

Parapeto:

$$\left(\frac{6 \text{ pulg.} \times 19 \text{ pulg.}}{144} + \frac{18 \text{ pulg.} \times 12 \text{ pulg.}}{144}\right)(0{,}150 \text{ kcf})\left(\frac{2 \text{ parapetos}}{4 \text{ vigas}}\right)$$ = 0,172 kip/pie

Suponga 0,020 kip/pie Barandilla $\left(\frac{2 \text{ barandillas}}{4 \text{ vigas}}\right)$ = 0,010 kip/pie

Total por larguero = 0,244 kip/pie

$$CDM_2 = \frac{0.244\,(65)^2}{8} = \text{129 kip-pies en el medio del tramo}$$

$$VCC_2 = 0{,}244\,\frac{}{2} = \text{8 kips en rumbo}$$

A1.1.3.2—Superficie de desgaste

DW = 0

A1A.1.4—Análisis de carga viva—Larguero interior (Tabla de diseño LRFD 4.6.2.2.1-1)

A1A.1.4.1—Calcular los factores de distribución de carga viva (sección transversal tipo (a))

Parámetro de rigidez longitudinal, kg — Diseño LRFD 4.6.2.2.1

$$Kg = n\,(I + Ae^2)$$ Diseño LRFD Ec. 4.6.2.2.1-1

en el cual $n = \frac{mi_B}{mi_D}$ Diseño LRFD Ec. 4.6.2.2.1-2

$$E_c = 33000\,w^{1.5}\sqrt{f'_c}$$ Diseño LRFD Ec. 5.4.2.4-1

$$= 33000\,(0{,}145)^{1.5}\sqrt{3}$$

$$= 3155{,}9 \text{ ksi}$$

$mi_B = 29000$ ksi

Haz + Cov. PL

I = 8293 pulg.4

A = 44,82 pulg.2

por ejemplo = 1/2 (7,25) + 19,02 = 22,65 pulgadas.

$$\text{kilogramos} = \frac{29000}{3155.9}\times\left(8293 + 44{,}82 \times 22{,}65^2\right)$$

kg = 287498 pulg.4

A1A.1.4.1a—Factor de distribución del momento, gm (Tabla de diseño LRFD 4.6.2.2.2b-1)

$$\frac{k_g}{12{,}0\,L\,t_s^3} = \frac{287498}{12 \times 65 \times 7{,}25^3} = 0.967$$

Machine Translated by Google

Un carril cargado:

$$gramo_{metro\,1} = 0{,}06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0{,}4}\left(\frac{S}{l}\right)^{0.3}\left(\frac{k_{gramo}}{12.0\,l\,t_s^{3}}\right)^{0.1}$$

$$= 0{,}06 + \left(\frac{7{,}33}{14}\right)^{0{,}4}\left(\frac{7{,}33}{65}\right)^{0.3}(0.967)^{0.1}$$

$$= 0.460$$

Dos o más carriles cargados:

$$gramo_{metro\,2} = 0{,}075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0{,}6}\left(\frac{S}{l}\right)^{0{,}2}\left(\frac{K_{gramo}}{12.0\,l\,t_s^{3}}\right)^{0.1}$$

$$= 0{,}075 + \left(\frac{7{,}33}{9.5}\right)^{0{,}6}\left(\frac{7{,}33}{65}\right)^{0{,}2}(0.967)^{0.1}$$

$$= 0{,}626 > 0{,}460$$

$$uso\ g = 0{,}626$$

A1A.1.4.1b—Factor de distribución de corte, gv (Diseño LRFD 4.6.2.2.3a)

Un carril cargado:

$$gramo_{v1} = 0{,}36 + \frac{S}{25.0}$$ Diseño LRFD Tabla 4.6.2.2.3a-1

$$= 0{,}36 + \frac{7{,}33}{25.0}$$

$$= 0{,}653$$

Dos o más carriles cargados:

$$gramo_{v2} = 0{,}2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^{2.0}$$ Diseño LRFD Tabla 4.6.2.2.3a-1

$$= 0{,}2 + \frac{7{,}33}{12} - \left(\frac{7{,}33}{35}\right)^{2.0}$$

$$= 0{,}767 > 0{,}653$$

$$uso\ g = 0{,}767$$

A1A.1.4.2—Calcular los efectos máximos de la carga viva

A1A.1.4.2a—Momento de carga viva de diseño máximo (HL-93) en la mitad del tramo

Se estima que los efectos de momento máximo ocurrirán con la carga viva de diseño. centrado en el tramo. Calcular momentos por estática.

Machine Translated by Google

Momento de carga del carril de diseño $= \frac{wl^2}{8} = \frac{0.640\text{klf}\,(65\text{ pies})^2}{8} =$ 338kip-pie

Design Truck Moment con el eje central ubicado en el medio del tramo:

Momento del camión de diseño $= \frac{P_{32} L}{4} + \frac{(P_8 + P_{32})\,ab}{L}$

$= \frac{32^k \times 65\text{ pies}}{4} + \frac{(8^k + 32^k)\,32{,}5\text{ pies} \times 18{,}5\text{ pies}}{65\text{ pies}}$

Momento de diseño del camión = 890 kip-pies

Momento de los ejes tándem con ejes tándem ubicados equidistantes del centro del tramo:

Momento de los ejes en tándem $= P_{25} \times a = 25^k \times 30{,}5$ pies = 762,5 kip-pie

IM = 33%

Tabla de diseño LRFD 3.6.2.1-1

$M_{LL+IM} = 338 + 890 \times 1{,}33$

= 1521,7 kip-pie

A1A.1.4.2b—Corte de carga viva de diseño máximo en los extremos de la viga

Los efectos de corte máximos ocurren con el eje más pesado ubicado para crear el máximo finalizar la reacción. Calcular cortantes por estática.

Corte de carga del carril de diseño $= \frac{wL}{2} = \frac{0.640\text{klf}\,(65\text{ pies})}{2} =$ 20,8 kips

Cizalla para camión de diseño $= P_{32} + P_{32}\frac{L - x_{32}}{L} + P_8\frac{L - x_8}{L}$

$= 32^k + 32^k\,\frac{65\text{ pies} - 14\text{ pies}}{65\text{ pies}} + 8^k\,\frac{65\text{ pies} - 28\text{ pies}}{65\text{ pies}}$

Cizalla para camión de diseño = 61,7 kips Gobierna

Cizalla de ejes en tándem $= P_{25} + P_{25}\frac{L - x}{L} = 25^k + 25^k\,\frac{65\text{ pies} - 4\text{ pies}}{65\text{ pies}} =$ 48,5 kips

V_{LL+IM} = 20,8 kips + 61,7 kips × 1,33

= 102,9 kips

A1A.1.4.2c—Momentos y cortes de carga viva distribuidos

Diseño de carga viva HL-93:

M_{LL+IM} = 1521,7 × gramos

= 1521,7 × 0,626

= 952,6 kip-pie

V_{LL+IM} = 102,9 × gv

= 102,9 × 0,767

= 78,9 kips

A1A.1.5—Calcular la resistencia nominal de la sección en la mitad del tramo

Localice el PNA de eje neutro de plástico:

tf = 0,855 pulg.

tw = 0,58 pulg.

bf = 11,51 pulgadas.

Cov. AP del área de PL

= 6,56 pulgadas 2

(PL $^5/_8$ pulg. × 10 $^1/_2$ pulg.)

Profundidad de la red:

D = 33,10 pulg. – 2 (0,855 pulg.)

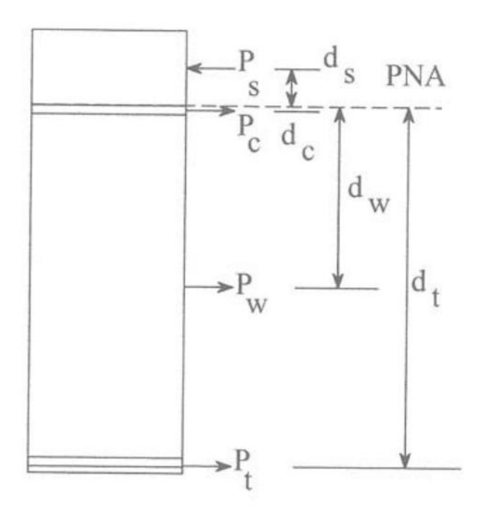
= 31,39 pulgadas.

Trate la brida inferior y la placa de cubierta como un solo elemento.

En = (2 11,51)(0,855 10,5)(0,625 16,40 pulg.)(=

$$y = \frac{(11{,}51)(0{,}855)\left(\frac{0{,}855}{2}\right) + (10{,}5)(0{,}625)\left(0{,}855 + \frac{0{,}625}{2}\right)}{(11{,}51)(0{,}855) + (10{,}5)(0{,}625)}$$

= 0,724 pulg. (desde la parte superior de la brida de tensión hasta el centroide de la brida y la placa de cubierta)



Fuerzas plásticas Diseño LRFD Apéndice D6.1

Tenga en cuenta que las fuerzas en el refuerzo longitudinal pueden ser conservadoras. descuidado.

Establecer Prb y Prt = 0

Sal = 0,85 $f'_c b_{eff} t_s$

= 0,85 × 3,0 × 88 × 7,25

= 1626,9 kips

$$\frac{c_{rb}}{t_s} = \frac{5{,}25}{7.25}$$

donde crb es la distancia desde la parte superior de la losa de concreto hasta el centro de la capa inferior del refuerzo longitudinal de la plataforma de concreto y ts es el espesor de la plataforma de concreto. Suponga que cubierta + $^1/_2$ barra diámetro = 2 pulgadas, entonces crb es igual a 5,25 pulgadas.

$P_c = F_y A_c$ donde $A_c = b_f t_f$

$= 36 \times 11{,}51 \times 0{,}855$

$= 354{,}3$ kips

$P_w = F_y D t_w$

$D = 33{,}10 – 2 \times 8{,}55 = 31{,}39$

$= 36 \times 31{,}39 \times 0{,}58$

$= 655{,}4$ kips

$P_t = F_y A_t$ donde $A_t = b_f t_f + A_p$

$= 36(11{,}51 \times 0{,}855 + 6{,}56)$

$= 590{,}4$ kips

PP P+= + dos 590,4 655,4 354,3 + 1.600,1 = kips

$\frac{c_{rb}}{t_s}$ PP P+= rb s rt $\frac{5{,}25}{7.25}$ 1626,9 0,0 + 0,0 kips= 1178,1 kips

PPP PP P+ cwt + $\frac{c_{rb}}{t_s}$ s rb rt

1600,1 1178,1

La PNA reposa en la losa; sólo se requiere una porción de la losa (profundidad = $\bar{y}$) para equilibrar las fuerzas plásticas en la viga de acero.

$\bar{y}$ t (s $\frac{\text{PP P P + + − −) rb cwt rt}}{P_s}$ Diseño LRFD Apéndice D6.1

$$\bar{Y} = (7.25)\frac{1600.1}{1626.9}$$

$\bar{Y}$ = 7,13 pulgadas desde la parte superior de la losa de la plataforma de concreto

A1A.1.5.1—Clasificar sección (Diseño LRFD 6.10.7 y Figura C6.4.5-1)

Siguiendo las secciones en I en el diagrama de flujo de flexión positiva
(La sección se considera de profundidad constante)

A1A.1.5.1a: Verifique la esbeltez del alma (Diseño LRFD 6.10.6.2.2)

Dado que el PNA está en la losa, el requisito de esbeltez del alma se satisface automáticamente.

Para secciones compuestas en flexión positiva, los criterios de estabilidad restantes se satisfacen automáticamente. La sección es compacta.

A1A.1.5.1b—Verificar el requisito de ductilidad (Diseño LRFD 6.10.7.1.2)

$D_{pag} = \bar{Y} =$ 7,13 pulgadas.

$D_t =$ Profundidad de la sección compuesta

$= d + t_s =$ 33.725 + 7.25

= 40,98 pulgadas.

Si $D_p \le 0{,}1D_t$ entonces, $M_n = M_p$ — Diseño LRFD Ec. 6.10.7.1.2-1

De lo contrario, $M_n = M_p\left(1{,}07 - 0{,}7\frac{D_p}{D_t}\right)$ — Diseño LRFD Ec. 6.10.7.1.2-2

$0{,}1D_t = 0{,}1 \times 40{,}98 = 4{,}098$ pulg.

7,13 pulgadas. $\not\le$ 4,098 pulg., por lo tanto, calcule $M_n < M_p$

A1A.1.5.2—Momento plástico, Mp

Armas de momento sobre la PNA:

Brida de compresión: $d_c = (t_s - \bar{Y}) + \frac{t_c}{2}$

$= (7{,}25 - 7{,}13) + \frac{0.855}{2}$

= 0,55 pulgadas.

$d_w = (\bar{Y} - t_s + t_c) + \frac{D}{2}$

$= (7{,}25 - 7{,}13 + 0{,}855) + \frac{31{,}39}{2}$

= 16,67 pulgadas.

Brida de tensión: $d_t = (\bar{Y} - t_s + t_c + D) + \frac{t_t}{2}$

$= (7{,}25 - 7{,}13 + 0{,}855 + 31{,}39 + 0{,}724)$

(0,724 pulgadas es la distancia al centroide del ala inferior y la placa de cubierta desde la parte superior del ala)

= 33,09 pulgadas.

El momento plástico Mp es la suma de los momentos de las fuerzas plásticas con respecto al PNA.

$$M_p = \frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} + [P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$$ Mesa de diseño LRFD D6.1-1

$$= \frac{7{,}13^2 \times 1626{,}9}{2 \times 7{,}25} + [0 + 0 + 354{,}3 \times 0{,}55 + 655{,}4 \times 16{,}67 + 590{,}4 \times 33{,}09]$$

= 36361 entradas. o 3030 kip-pie

A1A.1.5.3—Resistencia nominal a la flexión, Mn (Diseño LRFD 6.10.7.1.2)

$D_p \not\le 0{,}1D_t$ — Ec. de diseño LRFD. 6.10.7.1.2-1

Por lo tanto, $M_n = M_p\left(1{,}07 - 0{,}7\frac{D_p}{D_t}\right)$ — Ec. de diseño LRFD. 6.10.7.1.2-2

Machine Translated by Google

Esfuerzo de flexión lateral de la brida: f =0 ·

A1A.1.5.4—Resistencia nominal al corte, Vn (Diseño LRFD 6.10.9.2)

W33 × 130 Sección laminada, sin refuerzos.

Profundidad del alma libre de filete = 29,75 pulg.

Profundidad total: 2 (espesores de brida) = 31,39 pulg.

Si $\frac{D}{t_w} \le 1.12\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ con 5 para alma no rigidizada, luego C 1.0

$\frac{D}{t_w} = \frac{29,75}{0.580} = 51.3$

$1.12\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1.12\sqrt{\frac{29000 \times 5}{36}}$ Ec. de diseño LRFD. 6.10.9.3.2-4

51,3 71,1 por lo tanto C = 1.0

entonces:

$V_n = CV_p$ Ec. de diseño LRFD. 6.10.9.2-1

donde $V_p = 0{,}58 F_{yw} D t_w$ Ec. de diseño LRFD. 6.10.9.2-2

= 1,0 x 0,58 × 36 × 29,75 × 0,580

= 360,3 kips

A1A.1.5.5—Resumen para larguero interior

	Carga muerta DC1	Carga muerta DC2	Carga en vivo Distribución Factor	Dist. Carga Viva + Impacto	Capacidad nominal
Momento, kip-pie	439,0	129,0	gramos =	952,6	2873,0
cizalla, kips	27,0	8,0	0,626 gv = 0,767	78,9	360,3

A1A.1.6—Ecuación general de clasificación de carga

$$RF = \frac{C - \gamma_{DC}(DC) - \gamma_{DW}(DW) \pm \gamma_P(P)}{\gamma_L(LL + IM)}$$ Ec. de diseño LRFD. 6A.4.2.1.-1

A1A.1.7—Factores de evaluación (para estados límite de resistencia)

1. Factor de resistencia, φ φ = Diseño LRFD 6.5.4.2
   1,0 para flexión y corte

2. Factor de condición, φc φc = 6A4.2.3
   1.0 El miembro está en buenas condiciones. NBI Artículo 59 = 7.

3. Factor del sistema, φs 6A.4.2.4

φ_s = 1,0 Puente de 4 vigas, espaciamiento > 4 pies (para flexión y corte).

A1A.1.8—Clasificación de carga de diseño (6A.4.3)

A1A.1.8.1—Estado límite de resistencia I (6A.6.4.1)

Capacidad $C = (\varphi_c)(\varphi_s)(\varphi)R_n$

$$RF = \frac{(\varphi_c)(\varphi_s)(\varphi)R_n - (\gamma_{\text{corriente continua}})(\text{corriente continua}) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_L)(LL + IM)}$$

A1.1.8.1a—Nivel de inventario

Carga	Factor de carga γ	Tabla 6A.4.2.2-1
corriente continua	1.25	
LL	1,75	

Flexión: $RF = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(2873) - (1,25)(439) - (1,25)(129)}{(1,75)(952,6)}$

= 1,2975

Nota: La regla general para tramos simples que soportan cargas concentradas en movimiento establece: el momento flector máximo producido por cargas concentradas en movimiento ocurre bajo una de las cargas cuando esa carga está tan lejos de un soporte como el centro de gravedad de todas las cargas en movimiento en el La viga es del otro soporte. En un análisis refinado con el carro HL-93 ubicado de esa manera, el factor de clasificación resultante para flexión es RF = 1,2922 para este larguero. Debe entenderse que ubicar la sección crítica precisa y la posición de carga para la clasificación depende de la influencia combinada de la carga muerta, la carga viva, la capacidad del miembro y los factores de carga que conforman la ecuación general del factor de clasificación.

Corte: $RF = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(360,3) - (1,25)(27,8 + \;)}{(1,75)(78,9)}$

= 2,29

A1A.1.8.1b—Nivel operativo

Carga	Factor de carga γ	Tabla 6A.4.2.2-1
corriente continua	1.25	
LL	1.35	

Para el nivel operativo de Fuerza I, solo cambia el factor de carga viva; por lo tanto, el factor de calificación se puede calcular mediante proporciones directas.

Flexión: $RF = 1,29 \times \frac{1,75}{1.35}$

= 1,67

Corte: $RF = 2.29 \times \frac{1,75}{1.35}$

= 2,97

A1A.1.8.2—Estado límite de servicio II (6A.6.4.1)

Capacidad C = fR

$$RF = \frac{F_R - (\gamma_{CC})(f_{CC}) - (\gamma_{DW})(f_{DW}) \pm (\gamma_P)(f_P)}{(\gamma_{LL})(F_{LL+IM})}$$ Ec. 6A.6.4.2.1-1

Para este ejemplo, los términos:

$$(\gamma_{DW})(f_{DW}) \pm (\gamma_P)(f_P)$$

no contribuyen y la ecuación general se reduce a:

$$RF = \frac{F_R - (\gamma_{CC})(F_{CC})}{(\gamma_{LL})(f_{LL+IM})}$$

A1A.1.8.2a—Nivel de inventario

Esfuerzo de brida permitido para brida de tensión fR = 0,95RhFyf (fℓ = 0) Ec. de diseño LRFD. 6.10.4.2.2-2

Comprobación del ala traccionada, ya que las alas comprimidas normalmente no rigen para secciones compuestas.

Rh = 1,0 para secciones no híbridas Diseño LRFD 6.10.1.10.1

fr = 0,95 × 1,0 × 36

= 34,2 ksi

fd = $f_{CC1} + f_{CC2}$

$$= \frac{439 \times 12}{563{,}7} + \frac{129 \times 12}{725}$$

= 9,35 + 2,14 = 11,49 ksi

$$FL + IM = \frac{952{,}6 \times 12}{793} = 14{,}42 \text{ kilos}$$

γLL = 1,30 γCC = 1,0 Tabla 6A.4.2.2-1

= 1,21

$$FR = \frac{34{,}2 - 1{,}0(11{,}49)}{(1{,}3)(14{,}42)}$$

A1A.1.8.2b—Nivel operativo

γLL = 1,0 γCC = 1,0 Tabla 6A.4.2.2-1

$$FR = \frac{34{,}2 - 1{,}0(11{,}49)}{(1{,}0)(14{,}42)}$$

= 1,57

A1A.1.8.3—Estado de fatiga (6A.6.4.1)

Determine si el puente tiene algún detalle propenso a la fatiga (Categoría C o inferior).

El detalle de las soldaduras transversales que conectan los extremos de las placas de cubierta con la brida son detalles propensos a la fatiga. La categoría E' se detalla porque el espesor del ala = 0,855 pulg. es mayor que 0,8 pulg. — Tabla de diseño LRFD 6.6.1.2.3-1

Si $2R_s(\Delta f)$tensión > fcompresión por carga muerta, el detalle puede ser propenso a fatigarse.

fcompresión de carga muerta = 0 en la placa de cubierta en todas las ubicaciones porque la viga es un tramo simple y la placa de cubierta es ubicado en la zona de tensión — 7.2.3

debe considerar la fatiga; calcular RF para carga de fatiga para una vida infinita.

$$FR = \frac{F_R - \gamma_{CC}(F_{CC})}{\gamma_{LL}(\Delta F_{LL+IM})_{máximo}}$$

$f_R = (\Delta F)_{TH}$

$\gamma_{LL} = 0,75$ $\gamma_{CC} = 0,00$ — Tabla 6A.4.2.2-1

Propiedades de sección compuesta sin placa de cubierta.

$$\bar{y} = \frac{\sum A\bar{y}}{\sum A} = \frac{(38,26)(16,55) + \left(\frac{88}{9}\times 7,25\right)(36,725)}{(38.26) + \frac{88}{9}\times 7,25}$$

= 29,65 pulgadas desde la parte inferior de la brida

$$I_x = 6699 + (38,26)(13,10)^2 + \frac{\frac{88}{9}(7.25)^3}{12} + \frac{88}{9}(7,25)(7,07)^2$$

= 17119 pulg.4

$$S_b = \frac{17119}{29,65} = 577 \text{ pulgadas.}^3$$

Carga viva en el corte de la placa de cubierta (13,5 pies desde la línea central del rodamiento)

Carga de Fatiga: Diseño de camión con espaciamiento de 30 pies entre ejes de 32 kip. — LRFD 3.6.1.4.1 y LRFD Figura 3.6.1.2.2-1

MLL = (32 kips) (10,69 pies) + (32 kips) (4,46 pies) + (8 kips) (1,56 pies)

= 497 kip-pie = 5967 kip-pulg. — Utilizar líneas de influencia.

IM = 15% — Diseño LRFD Tabla 3.6.2.1-1

MLL + IM = (1,15) (5967) = 6862 kip-in.

A1A.1.8.3a—Distribución de carga por fatiga

Diseño LRFD 3.6.1.4.3b

Para la fatiga se utilizará el factor de distribución de un solo carril. Diseño LRFD 3.6.1.1.2

Eliminar el factor de presencia múltiple de la distribución de un solo carril. Diseño LRFD C3.6.1.1.2

$$gFatiga = \frac{1}{1.2}(mg)_1$$

$$= \frac{1}{1.2}(0,46)$$

$$= 0,383$$

Momento de carga dinámica distribuida:

$gM_{LL + IM}$ = (0,383) (6862)

= 2628 entradas.

Rango de tensión de carga de fatiga:

$$\Delta f_{LL + IM} = \frac{2628}{577}$$

= 4,56 ksi en la soldadura de la placa de cubierta

Resistencia nominal a la fatiga para una vida infinita.

$(\Delta F)_{TH}$ = 2,6 ksi para la categoría de detalle E′ — Tabla de diseño LRFD 6.6.1.2.5-3

Control de fatiga de vida infinita: 7.2.4

Rsa = 1,0 rango de tensión mediante análisis simplificado — Tabla 7.2.2.1-1

Rst = 1,0 peso del camión según las especificaciones de diseño de LRFD

Rs = Rsa × Rst = 1,0

$\Delta f_{eff} = (R_s)(\gamma)(\Delta f_{LL+IM}) = (1,0)(0,75)(4,56) = 3,42$ ksi

$(\Delta f_{LL + IM})_{máx}$ — 7.2.4

= (2,0) (Δf_{eff}) = 2,0 (3,42) = 6,84 ksi

$$FR = \frac{(\Delta F)_{TH}}{(\Delta F_{LL+IM})_{máximo}}$$

$$= \frac{2.6}{6.84} = 0,38 < 1,0$$

El detalle no posee una vida de fatiga infinita según los nuevos estándares de puentes LRFD.

Evalúe la vida de fatiga restante utilizando los procedimientos indicados en la Sección 7 de este Manual.

A1A.1.8.3b—Cálculo de la vida de fatiga restante

Determinación de vida finita:

$$Y = \frac{R}{365\,n\,(ADTT_{SL})\,(f)\,(\Delta_{eff})^3}$$ 7.2.5.1

ADTT (una dirección) = 1000

$ADTT_{SL}$ = 0,85 (1000) = 850 Diseño LRFD Tabla 3.6.1.4.2-1

Utilizando una tasa de crecimiento del dos por ciento y una edad de 43 años (2007-1964) Figura C7.2.5.1-1

Multiplicador ADTT = 1,02

ADTTSL promedio de vida = (1.02) (850) 867

Para la vida de evaluación de Categoría E′:

RR = 1,6 Tabla 7.2.5.2-1

A = 3,9 × 108 ksi3 Tabla LRFD 6.6.1.2.5-1

norte = 1,0 vigas de luz simple con L > 40 pies Tabla LRFD 6.6.1.2.5-2

$$Y = \frac{1{,}3\,(3{,}9 \times 10^8)}{365\,(1{,}0)\,(867)\,(3{,}42)^3}$$

= 40 años

Vida restante = Y – edad actual = 40 años – 43 años
= –3 años, se ha superado la vida restante aceptable

Cuando la vida de fatiga restante es inaceptable, las estrategias para mejorar la fatiga restante incluyen la aceptación de un mayor riesgo, una evaluación refinada a través de datos más precisos o una modernización. 7.2.7

A1A.1.9—Clasificación de carga legal 6A.6.4.2

Nota: La clasificación de carga de diseño del inventario produjo factores de clasificación superiores a 1,0 (con excepción de fatiga). Esto indica que el puente tiene capacidad de carga adecuada para transportar todos cargas legales dentro de los límites de exclusión de LRFD y no necesitan estar sujetos a clasificaciones de carga legales. Los cálculos de clasificación de carga que siguen se han realizado con fines ilustrativos. Cortar Las calificaciones no se han ilustrado. Apéndice A6A

Carga viva: Cargas legales AASHTO: tipo 3, 3S2, 3-3 (tasa para los tres)

$_{GM}$ = 0,626

IM = 20 % La carga dinámica estándar permitida del 33 por ciento se reduce según en una evaluación de campo verificando que la aproximación y el paseo por el puente las superficies tienen sólo desviaciones o depresiones superficiales menores. Tabla C6A.4.4.3-1

La siguiente tabla compara la interpolación para determinar el MLL sin impacto para un tramo de 65 pies con valores exactos determinados por la estática. Tenga en cuenta que para el Tipo 3-3, la interpolación de MLL da como resultado un valor que es un 1,5 por ciento mayor que el valor real. Se debe ejercer el juicio si interpolar valores tabulados. Cuadro A-6A. 5-1

	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3	
MLL interpolado	660,7	707.2	654,5	kip-pies
estática de MLL	660,77	707.03	644,68	kip-pies
gMLL + IM	496,3	531.2	484.3	kip-pies

Carga viva: Cargas legales AASHTO—Unidades de transporte especializadas y carga nominal nominal—SU4, SU5, SU6, SU7 y NRL

Se utilizarán valores interpolados para las unidades de transporte especializadas en este ejemplo para con fines ilustrativos y para familiarizar al lector con las tablas del Apéndice. Tabla E6A-2

Interpolando para determinar MLL sin impacto para un tramo de 65 pies

	SU4	SU5	SU6	SU7	NRL	
MLL interpolado	744,7	821.2	913.5	994.1	1037.0	kip-pies
gMLL + IM	559,4	616,9	686,2	746,8	779.0	kip-pies

A1A.1.9.1—Estado límite de resistencia I 6A.6.4.2.1

Para tipos 3, 3S2 y 3-3

Carga muerta CC: $\gamma CC = 1{,}25$ Tabla 6A.4.2.2-1

TDA = 1000

Factor de carga viva generalizado para cargas legales, $\gamma LL = 1{,}65$ Tabla 6A.4.4.2.3a-1

$$\text{Flexión: RF} = \frac{(1{,}0)(1{,}0)(1{,}0)(2873) - (1{,}25)(439) - (1{,}25)(129)}{1.65\,(MLL + IM)}$$

	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3
RF	2,64	2,46	2,71

Para unidades de transporte especializadas y NRL

Carga muerta CC: $\gamma CC = 1{,}25$ Tabla 6A.4.2.2-1

TDA = 1000 Ficticio

Factor de carga viva generalizado para cargas legales $\gamma LL = 1{,}40$ Cuadro 6A.4.4.2.3b-1

$$\text{Flexión: RF} = \frac{(1{,}0)(1{,}0)(1{,}0)(2873) - (1{,}25)(439) - (1{,}25)(129)}{1.40\,(MLL + IM)}$$

	SU4	SU5	SU6	SU7	NRL
RF	2.76	2.50	2.25	2.07	1,98

A1A.1.9.2—Estado límite de servicio II 6A.6.4.2.2

Para Tipos 3, 3S2 y 3-3, y para Unidades de Transporte Especializadas y NRL

γ_{LL} = 1,3 γ_D = 1,0 Tabla 6A.4.2.2-1

f_r = 34,2 ksi

f_d = f + CC CC 1 2

= $\frac{439 \times 12}{563{,}7} + \frac{129 \times 12}{725}$ = 11,49 kilos

FL + IM = $\frac{MLL\ IM \times 12}{+ 793}$

FR = $\frac{34{,}2 - 11{,}49}{1.3\ (f\ LL\ IM +)}$

	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3	
FL + IM	7.51	8.04	7.33	ksi
RF	2.33	2.17	2.38	

	SU4	SU5	SU6	SU7	NRL	
FL + IM	8.47	9.34	10.38	11.30	11.79	ksi
RF	2.06	1,87	1,68	1,55	1,48	

No se requiere publicación ya que RF > 1.0.

A1A.1.9.3—Resumen

Camión	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3
Peso (toneladas)	25	36	40
RF (Servicio II Controlador)	2.33	2.17	2.38
Carga segura Capacidad (toneladas)	58	78	95

Camión	SU4	SU5	SU6	SU7	NRL
Peso (toneladas)	27	31	34,8	38,8	40
RF (Servicio II Controlador)	2.06	1,87	1,68	1,55	1,48
Carga segura Capacidad (toneladas)	55	58	58	60	59

La clasificación NRL demuestra el Artículo C6A.4.4.2.1b: "Los puentes que califican para la carga NRL tendrán una capacidad de carga adecuada para todas las configuraciones legales de camiones de Fórmula B hasta 80 kips".

El ejemplo A1 muestra que esto se cumple NRL RF > 1 y todos los SU RF > 1, mientras que el ejemplo A2 muestra cuando NRL RF < 1, el RF para las SU puede o no ser >1 y debe verificarse en un de manera individual.

A1A.1.10—Clasificación de carga permitida 6A.6.4.2

Tipo de permiso: Especial (Viaje Único, Acompañado)
Peso permitido: 220 kips
Vehículo con permiso: Se muestra en la Figura 1
ADTT (una dirección): 1000

Del análisis de carga viva por programa informático:

Máximo no distribuido M_{LL} = 2127,9 kip-pie

Máximo no distribuido V_{LL} = 143,5 kips

A1A.1.10.1—Estado límite de resistencia II 6A.6.4.2.1

γ_{LL} = 1,15 (viaje sencillo, acompañado) Tabla 6A.4.5.4.2a-1

Utilice el factor de distribución de un carril y divida el factor de presencia múltiple de 1,2. 6A.4.5.4.2b

$$gm1 = \frac{0,46}{1.2} = 0,383$$

$$gv1 = \frac{0,653}{1.2} = 0,544$$

IM = 20% (sin control de velocidad, desviaciones menores de la superficie) 6A.4.5.5

Efectos de carga dinámica distribuidos:

$M_{LL + \text{mensajería instantánea}}$ = (2127,9) (0,383) (1,20)
= 978,0 kip-pie

$V_{LL + \text{mensajería instantánea}}$ = (143,5) (0,544) (1,20)
= 93,7 kips

$$\text{Flexión: RF} = \frac{(1)(0)(0)(1,0\ 2873\ 1,25\ 439\ 1,25\ 129) - ()()}{(1,15\ 978,0\ ()}$$

= 1,92 > 1,0 OK

$$\text{Cortar:} \quad \text{FR} = \frac{(1)(0)(0)(1,0\ 360,3) - 1,25\ 27\ 8 +)}{(1,15\ 93,7\ ()}$$

= 2,94 > 1,0 OK

A1A.1.10.2—Estado límite de servicio II (opcional) 6A.6.4.2.2

$$FR = \frac{f_{R} - f_{D}}{\gamma_{l}\ (f_{LL+IM})}$$

IM = 20% (sin control de velocidad, desviaciones menores de la superficie)

γ_L = 1,0 γ_D = 1,0 Tabla 6A.4.2.2-1

f_R = 34,2 ksi

f_D = 11,49 ksi

C6A.6.4.2.2

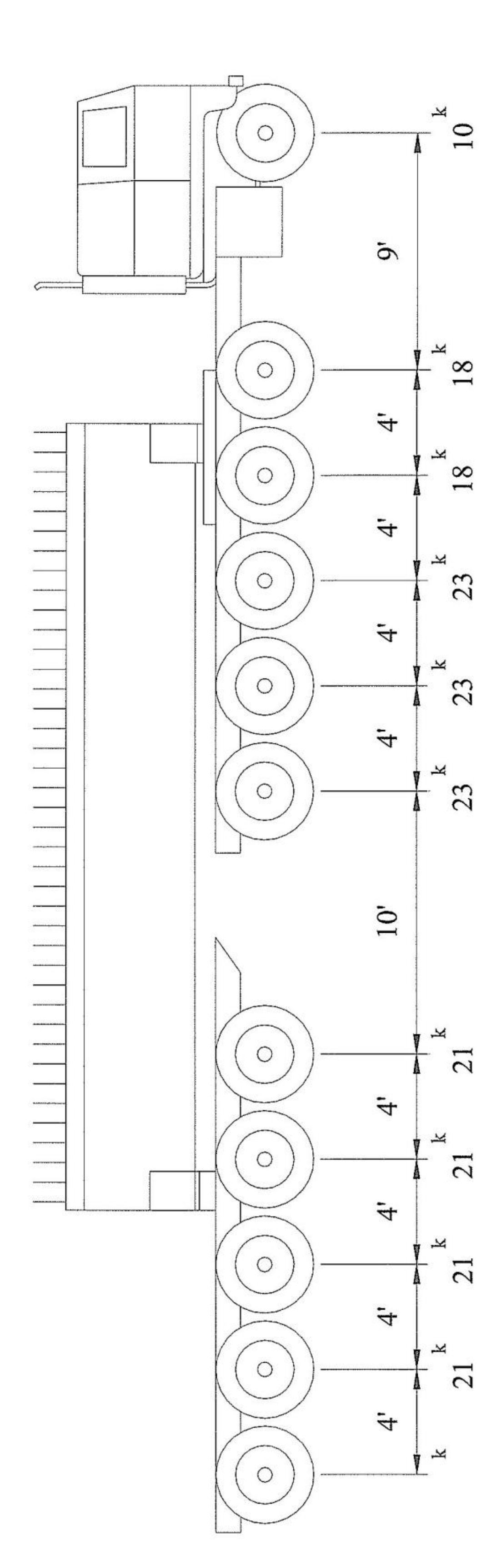
Se calculan los efectos de la carga viva para la calificación del permiso de Servicio II de vehículos que se mezclan con el tráfico. utilizando los métodos de análisis de distribución LRFD. Esta verificación se basa en prácticas anteriores y no utilizar la distribución de un carril con factores de carga permitidos que han sido calibrados para el Calificación de permiso de fuerza II. Para permisos con escolta, se puede utilizar un factor de distribución de un carril ya que el permiso cruza el puente sin que se permitan otros vehículos en el puente al mismo tiempo.

GM = 0,383 (se ha dividido m = 1,2)

MLL + IM = (2127,9) (0,383) (1,2) = 978,0 kip-pie. = 11736 entradas.

$$F_{LL+IM} = \frac{M_{LL+IM}}{S_b} = \frac{11736}{793} = 14,8 \text{ ksi}$$

$$FR = \frac{(34,2)(1,0)(11,49)}{(1,0)(14,8)} = 1,53$$


10k
9'
18k
4'
18k
4'
23k
4'
23k
4'
23k
10'
21k
4'
21k
4'
21k
4'
21k
4'

A1A.2—Evaluación de un larguero exterior

Se aplican los mismos datos del puente que para los largueros interiores.

A1A.2.1—Propiedades de la sección

A1A.2.1.1—Propiedades de la sección no compuesta

A 33×130 y PL $^3/4$ pulg. × 10 $^1/2$ pulg.

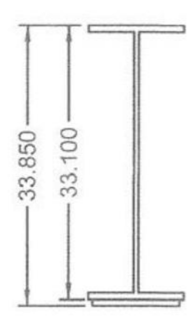
Las propiedades de la sección de esta viga se determinaron a partir del Manual AISC de Construcción en Acero, Sexta Edición, impreso durante el período de julio de 1963 a marzo de 1967, que es consistente con la fecha del “Año de Construcción” de este puente.

W 33 × 130 tf = 0,855 pulg. bf = 11,51 pulg. tw = 0,58 pulg.
A = 38,26 pulg.2 I = 6699 pulg.4

PL $^3/4$ pulg. × 10 $^1/2$ pulg.
t = 0,750 pulg. b = 10,5

A = t × b = 7,875 pulgadas2

I ~0 pulg.4 (insignificante)



$$\bar{y} = \frac{(17,30)(38,26) + (0,375)(7,875)}{38,26 + 7,875}$$ Distancia al CG

$\bar{y}$ = 14,41 pulgadas desde la parte inferior de la sección hasta el centroide

$$I_x = 6699 + 38,26(2,89)^2 + 7.875(14.04)^2$$

$$I_x = 8570,9 \text{ pulgadas}^4$$

$$S_t = \frac{8570.9}{19.44} = 3\,440,8 \text{ pulgadas.}$$ Módulo de sección en la parte superior del acero.

$$S_b = \frac{8570,9}{14.41} = 3\,594,7 \text{ pulgadas.}$$ Módulo de sección en la parte inferior del acero.

A1A.2.1.2—Propiedades de la sección compuesta

No se sabe que la barrera sea estructuralmente continua.

Ancho efectivo de brida, sea Diseño LRFD 4.6.2.6.1

$\frac{1}{2}$ Interiorb + mínimo de :

i. $\frac{1}{8} l$

ii. 6.0ts + mayor de: $\frac{1}{2} t_w$ o $\frac{1}{4} b_{ftop}$

III. Sobresalir

i. $\frac{1}{8}(65)(12)$ = 97,5 pulgadas.

ii. $(6,0)(7,25) + \frac{1}{4}(11.51)$ = 46,4 pulg.

III. Sobresalir = controles de 12 pulgadas

1 Ancho efectivo de brida b = $\frac{1}{2}(88 \text{ pulg}) + 12$ pulg. 56 pulg.

Relación modular, norte — Diseño LRFD 6.10.1.1.1b

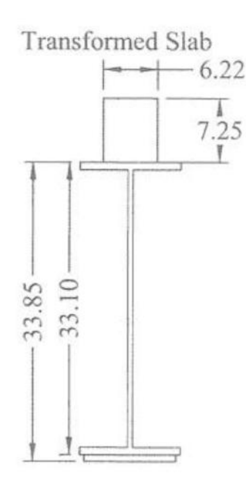
$f'c$ = 3 ksi

Para $2,9 < f'c < 3,6$, n = 9 — Diseño LRFD C6.10.1.1.1b

Compuesto de Corto Plazo, n:

A 33 × 130, PL 3/4 pulg. × 101/2 pulg. y Conc. 71/4 pulg . × 56 pulg.

$\frac{56}{9}$ = 6,22 pulgadas.



$$\bar{y} = \frac{(17,30)(38,26) + (0,375)(7,875) + \left(\frac{56}{9}\right)(7,25)(37,475)}{(38,26 + 7,875 + \frac{56}{9} \, 7.25)}$$

$\bar{y}$ = 25,81 pulgadas desde la parte inferior de la sección hasta el centroide

$$I_x = 6699 + 38,26(8,51)^2 + (7.875)(25.43)^2 + \frac{\frac{56}{9}(7.25)^3}{12} + \frac{56}{9}(7,25)(11,66)^2$$

I_x = 20893 pulg.4

San = $\frac{20893}{8.04}$ = 3 2599 pulg. — Módulo de sección en la parte superior del acero.

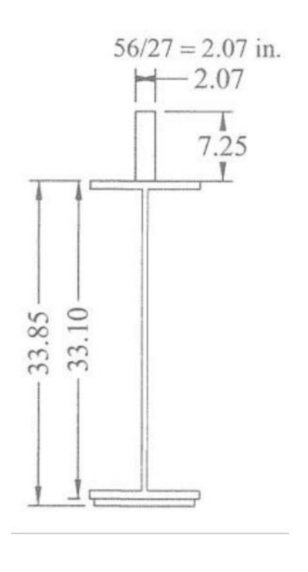
Sb = $\frac{20893}{25,81}$ = 809 pulgadas.^{3} — Módulo de sección en la parte inferior del acero.

Compuesto de largo plazo, 3n:

3norte = 3 × 9 = 27

A 33 × 130, PL 3/4 pulg. × 101/2 pulg. y Conc. 71/4 pulg . × 56 pulg.

Machine Translated by Google



$\bar{y}$ = (17,30)(38,26 0,375) (7,875 +)( ) +× 56/27 7,25 37,475) / 7,875 + +× 7,25 56/27 38,26

$\bar{y}$ = 20,08 pulgadas desde la parte inferior de la sección hasta el centroide

y_{o_x} = 6699 38,26 2,78 (+)2 + (7.875)(10.70)^2

+ (56/27 (7.25)^3)/12 + 56/27 (+ 7,25)(7,39)^2

I_x = 14664 pulg.4

San = 14664/13.77 = 3 1065 pulg. Módulo de sección en la parte superior del acero.

Sb = 14664/20.08 = 3 730 pulgadas. Módulo de sección en la parte inferior del acero.

A1A.2.1.3—Resumen de las propiedades de la sección en el centro del tramo

1. Sólo sección de acero

PARAR = 440,8 pulgadas 3

SBOT = 594,7 pulgadas 3

2. Sección compuesta: corto plazo, n = 9

PARAR acero = 2599 pulgadas 3

SBOT = 809 pulgadas 3

3. Sección compuesta: largo plazo, 3n = 27

PARAR acero = 1065 pulgadas 3

SBOT = 730 pulg.3

A1A.2.2—Análisis de carga muerta—Larguero exterior

A1A.2.2.1—Componentes y accesorios, CC

A1A.2.2.1a—Cargas muertas no compuestas, DC1

Cubierta:	1 (+ 7,33)/2 7,25 ( )/12 0,150 kip/pie	= 0,423 kip/pie
Larguero:	(igual que el interior)	= 0,138 kip/pie
Placa de cubierta:	0,75×10,5 40 pies ×0,490klf ×1,06× / 144 pulgadas. 2 2 /pie 65 pies	= 0,017 kip/pie
Diafragmas:	(3)(0,0427 7,33) (/2 1.06) / 65 pies	= 0,008 kip/pie
Total por larguero		= 0,586 kip/pie

$m_{DC1} = \frac{(0.586)(65)^2}{8}$ = 309,5 kip-pies en el centro del tramo

$V_{DC1} = \frac{(0.586)(65)}{2}$ = 19,0 kips en el rumbo

A1A.2.2.1b—Cargas muertas compuestas, DC2 (igual que el interior)

M_{DC2} = 129 kip-pie

V_{DC2} = 8 kips

A1A.2.2.2—Superficie de desgaste

DW = 0

A1A.2.3—Análisis de carga viva—Larguero exterior

A1A.2.3.1—Calcular los factores de distribución de carga viva

A1A.2.3.1a—Factor de distribución del momento, gm (Tabla de diseño LRFD 4.6.2.2.2d-1)

Un carril cargado:

Regla de la palanca

Para un carril cargado, el factor de presencia múltiple, m = 1,20 Diseño LRFD Tabla 3.6.1.1.2-1

Para:

S + de = 7,33 pies + 0 pies < 8 pies una rueda que actúa sobre la viga

$gm1 = metro \frac{S + d - 2 pies}{2S} = 1,2 \frac{7,33 + 0 - 2}{2(7,33)} = 0.436$

Dos o más carriles cargados:

gm2 = interior $mi = 0,77 + \frac{d_{mi}}{9.1} = 0,77$

gm2 = (0,77) (0,626) = 0,482 > 0,436

A1A.2.3.1b—Factor de distribución de corte, gv (Tabla de diseño LRFD 4.6.2.2.3b-1)

Un carril cargado:

Regla de la palanca

gv1 = gm1 = 0,436

Dos o más carriles cargados:

g = exterior $mi = 0,6 + \frac{d_{mi}}{10} = 0,6$

gv2 = (0,6) (0,767) = 0,460 > 0,436

A1A.2.3.1c—Análisis especial para vigas exteriores con diafragmas o marcos transversales (Diseño LRFD 4.6.2.2.2d)

Diseño de la vía: dos carriles de 11 pies de ancho

Ec. LRFD. C4.6.2.2.2d-1

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext}\sum^{N_L} e}{\sum^{N_b} x^2}$$

(rótulos impresos en la ecuación: "norte" (L, b), "extensión", "Países Bajos", "Nótese bien")

gespecial = (m) (R)

Un carril cargado:

$$R = \frac{1}{4} + \frac{(11)(6)}{11^2 + 3.67^2 + (-3.67)^2 + (-11)^2} = 0,495$$

gespecial1 = 1,2 (0,495) = 0,595

Dos carriles cargados:

$$R = \frac{2}{4} + \frac{(11)(6 + -5)}{11^2 + 3,67^2 + (-3.67)^2 + (-11)^2} = 0.541$$

gespecial2 = 1,0 (0,541) = 0,541

A1A.2.3.1d—Resumen de factores de distribución para las vigas exteriores

momento, mmm

1 carril	= 0,436	
2 o más carriles	= 0,482	
Análisis especial (1 carril) = 0,595		Gobierna
Análisis especial (2 carriles) = 0,541		
GM	= 0,595	

cizalla, gv

1 carril	= 0,436	
2 o más carriles	= 0,460	
Análisis especial (1 carril) = 0,595		Gobierna
Análisis especial (2 carriles) = 0,541		
gv	= 0,595	

A1A.2.3.2—Calcular los efectos máximos de carga viva para HL-93

Igual que para viga interior

Intervalo medio: MLL + IM = 1521,7 kip-pie

Cojinete: VLL + mensajería instantánea = 102,9 kips

A1A.2.3.2a—Momentos y cortes de carga viva distribuidos

Diseño Carga Viva HL-93

M_{LL+IM} = 1521,7 × g = (1521,7) (0,595)

= 905,4 kip-pie

VLL + mensajería instantánea = 102,9 kips × gv = (102,9) (0,595) = 61,2 kips

A1A.2.4—Calcular la resistencia nominal de la sección en la mitad del tramo

Localizar ANP:

D = 31,39 pulgadas.

tf = 0,855 pulgadas.

dos = 0,58 pulgadas.

= 11,51 pulgadas.

novio Cov. PL Ap = 7,875 pulgadas2

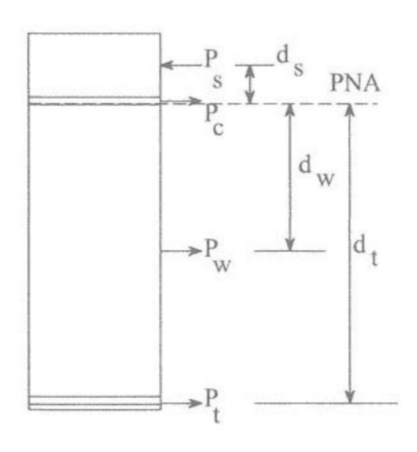
(PL $^{3}/_{4}$ pulg. × 10$^{1}/_{2}$ pulg.)

Trate la brida inferior y la placa de cubierta como un solo componente.

En = (11,51) (0,855) + (10,5) (0,75) = 17,72 pulg.2

$$y = \frac{(11,51)(0,855)\left(\frac{0,855}{2}\right) + (10,5)(0,75)\left(0,855 + \frac{0,75}{2}\right)}{(11,51)(0,855) + (10,5)(0,75)}$$

= 0,784 pulg. (desde la parte superior de la brida de tensión hasta el centroide de la brida y la placa de cubierta)



Fuerzas plásticas

Diseño LRFD
Artículo D6.1

Tenga en cuenta que las fuerzas en el refuerzo longitudinal pueden despreciarse de manera conservadora.

Establecer Prb y Prt = 0

$P_s = 0,85 f'_c b_{efecto}$

$= 0,85 (3,0) (56) (7,25)$

$= 1035,3$ kips

$P_c = F_y b_{ft} t_f$

$= (36) (11,51) (0,855)$

$= 354,3$ kips

$P_w = F_y D t_w$

$= (36) (31,39) (0,58)$

$= 655,4$ kips

$P_t = F_y (b_{ft} t_f + A_p)$

$= 36 (11,51 × 0,855 + 7,875)$

$= 637,8$ kips

$P_t + P_w < P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$ No se cumplen las condiciones para el caso I

$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$ El PNA se encuentra en el ala superior

$$\bar{Y} = \frac{t}{2}\left[\frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1\right] = \frac{0,855}{2}\left[\frac{655,4 + 637,8 - 1035,3}{354,3} + 1\right]$$

Diseño LRFD
Tabla D6.1-1

= 0,739 pulg. desde la parte superior de la brida

A1A.2.4.1—Clasificar sección

Siguiendo las secciones en I en el diagrama de flujo de flexión (la sección se considera de profundidad constante).

Diseño LRFD
Figura C6.4.5-1

A1A.2.4.1a—Compruebe la esbeltez del alma

Dado que el PNA está en el ala superior, el requisito de esbeltez del alma se determina automáticamente. satisfecho.

Para secciones compuestas en flexión positiva, los criterios de estabilidad restantes son automáticamente satisfecho. La sección es compacta.

A1A.2.4.1b—Verificar ductilidad (Diseño LRFD 6.10.7.1.2)

$D_p = t_s + \bar{Y}$ $= 7,25 + 0,739$

$= 7,99$ pulgadas.

$D_t = 33,85 + 7,25 = 41,1$ pulg.

Si $D_p \leq 0,1 D_t$ entonces $M_n = M_p$

De lo contrario, $M_n = M_p \left(1,07 - 0,7 \frac{D_p}{D_t}\right)$

Diseño LRFD
Ec. 6.10.7.1.2-1

$0{,}1\,Dt = 0{,}1 \times 41{,}1 = 4{,}11$ pulg. — Ec. de diseño LRFD. 6.10.7.1.2-2

7,99 pulgadas. $\not\leq$ 4,11 pulgadas. por lo tanto calcular $M_n < M_p$

A1A.2.4.2—Momento plástico, Mp

Momento brazos sobre la PNA.

Losa:

$$ds = \frac{t_{calle}}{2} + \bar{Y}$$

$$= \frac{7{,}25}{2} + 0{,}739$$

= 4,36 pulgadas.

Web:

$$dw = \frac{D}{2} + t_{c} - \bar{Y}$$

$$= \frac{31{,}39}{2} + 0{,}855 - 0{,}739$$

= 15,81 pulgadas.

Brida de tensión:

$$dt = t_c - \bar{Y} + D + 0{,}784$$

= 0,855 – 0,739 + 31,39 + 0,784

= 32,29 pulgadas.

$$Mp = \frac{P_C}{2t_C}\left[\bar{Y}^2 + (t_C - \bar{Y})^2\right] + P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t$$ — Diseño LRFD Tabla D6.1-1

$$= \frac{354{,}3}{2(0{,}855)}\left[(0{,}739)^2 + (0{,}855 - 0{,}739)^2\right] + (1.035{,}3)(4{,}36) + 0 + 0 + (655{,}4)(15{,}81) + (637{,}8)(32{,}29)$$

= 35586 entradas. = 2965kip-pie

A1A.2.4.3—Resistencia nominal a la flexión, Mn (Diseño LRFD 6.10.7.1.2)

$Dp \not\leq 0{,}1Dt$ — Ec. de diseño LRFD. 6.10.7.1.2-1

Por lo tanto, $M_n = M_p\left(1{,}07 - 0{,}7\frac{D_p}{D_t}\right)$ — Diseño LRFD Ec. 6.10.7.1.2-2

$= 2965(1{,}07 - 0{,}7\ 0{,}194)$

$=$ 2770.0 kip-pie

A1A.2.4.4—Resistencia nominal al corte, Vn

Clasificación y Resistencia igual que para interior.

Vn = 360,3 kips

A1A.2.4.5—Resumen para larguero exterior

	Carga muerta DC1	Carga muerta DC2	Carga en vivo Factor de distribución	Dist. Carga Viva + Impacto	Capacidad nominal
Momento kip-ft	309,5	129,0	gramos = 0,595	905.4	2770,0
Kips de corte	19.0	8.0	gramos = 0,595	61.2	360.3

A1A.2.5—Ecuación general de clasificación de carga

$$RF = \frac{C - \gamma_{DC}(DC) - \gamma_{DW}(DW) \pm \gamma_{P}(P)}{\gamma_{LL}(LL + IM)}$$ Ec. 6A.4.2.1-1

A1A.2.6—Factores de evaluación (para el estado límite de resistencia)

1. Factor de resistencia, φ Diseño LRFD 6.5.4.2

φ = 1,0 para flexión y corte

Factor de condición, φ_c 6A.4.2.3

El miembro está en buenas condiciones. NBI Artículo 59 = 7.

φ_c = 1,0

Factor del sistema, φ_s 6A.4.2.4

φ_s = 1,0 Puente multivigas.

A1A.2.7—Clasificación de carga de diseño (6A.4.3)

A1A.2.7.1—Estado límite de resistencia I (6A.6.4.1)

$$RF = \frac{(\varphi_c)(\varphi_s)(\varphi) R_n - \gamma_{DC}(DC) - \gamma_{DW}(DW)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)}$$

A1A.2.7.1a—Nivel de inventario

Tabla 6A.4.2.2-1

Carga	Factor de carga γ
CC	1,25
LL	1,75

Flexura:

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(2770) - 1,25(309,5 + 129)}{1,75(905,4)}$$

= 1,40

Cizalla:

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(360,3) - 1,25(19 + 8)}{(1,75)(61,2)}$$

= 3,05

A1A.2.7.1b—Nivel operativo

Tabla 6A.4.2.2-1

Carga	Factor de carga γ
CC 1,25	LL 1,35

Para el nivel operativo de Fuerza I, solo cambia el factor de carga viva; por lo tanto el factor de calificación se puede calcular mediante proporciones directas.

Flexura:

$$FR = 1{,}40 \times \frac{1{,}75}{1.35}$$

$$= 1{,}81$$

Cortar:

$$FR = 3.05 \times \frac{1{,}75}{1.35}$$

$$= 3{,}95$$

A1A.2.7.2—Estado límite de servicio II (6A.6.4.1)

Para Estados Límite de Servicio, Capacidad C = fR

$$FR = \frac{F_R - (\gamma_D)(F_D)}{(\gamma_L)(F_{LL+IM})}$$

A1A.2.7.2a—Nivel de inventario

Esfuerzo de brida permitido para brida de tensión:

$f_R = 0{,}95 R_h F_{yf}$ ($f_\ell = 0$) Diseño LRFD Ec. 6.10.4.2.2-2

La verificación de la brida de tensión como brida de compresión generalmente no rige para compuestos secciones.

R_h = 1,0 para secciones no híbridas Diseño LRFD 6.10.1.10.1

f_r = 0,95 × 1,0 × 36

= 34,2 ksi

$$f_d = f_{CC} + f_{CC_2}$$

$$f_d = \frac{(309{,}5)(12)}{594{,}7} + \frac{(129)(12)}{730}$$

= 6,24 + 2,12 = 8,36 ksi

$$FL + IM = \frac{(905.4)(12)}{809} = 13{,}43 \text{ kilos}$$

γ_{LL} = 1,30 γ_{CC} = 1,0 Tabla 6A.4.2.2-1

$$FR = \frac{34{,}2 - (1{,}0)(8{,}36)}{(1{,}3)(13{,}43)}$$

= 1,48

A1A.2.7.2b—Nivel operativo

γ_{LL} = 1,0 γ_{CC} = 1,0 Tabla 6A.4.2.2-1

$$FR = \frac{34{,}2 - (1{,}0)(8{,}36)}{(1{,}0)(13{,}43)}$$

= 1,92

A1A.2.7.3—Estado límite de fatiga

Los cálculos no se muestran. Ver los cálculos para largueros interiores.

A1A.2.8—Clasificación de carga legal (6A.6.4.2)

Nota: La verificación de la carga de diseño produjo un factor de calificación superior a 1,0 para el Inventario Clasificación de carga de diseño. Esto indica que el puente tiene capacidad de carga adecuada para transportar todos cargas legales y no necesitan estar sujetos a clasificaciones de carga para cargas legales. Los cálculos de clasificación de carga que siguen se han realizado con fines ilustrativos. Las clasificaciones de corte no sido ilustrado.

Carga viva: Cargas legales AASHTO: tipos 3, 3S2 y 3-3 (tasa para los tres) Apéndice A-6A.4

g = 0,595 IM =
20 % Tabla C6A.4.4.3-1

La carga dinámica estándar permitida del 33 por ciento se reduce según una evaluación de campo. Certificar que las superficies de aproximación y de paso del puente tienen solo desviaciones de superficie menores o depresiones.

	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3	
MLL	660,7	707,2	644,7	kip-pie
gMLL + IM	471,7	504,9	460,3	kip-pie

Carga viva: Cargas legales AASHTO: unidades de transporte especializadas y carga nominal nominal —SU4, SU5, SU6, SU7 y NRL

Interpolando para determinar MLL sin impacto para un tramo de 65 pies Tabla E6A-2

	SU4	SU5	SU6	SU7	NRL 994,1	
MLL	744,7	821,2	913,5	1037,0	709,8 740,4	kip-pie
gMLL + IM	531,7	586,3	652,2			kip-pie

A1A.2.8.1—Estado límite de resistencia I (6A.6.4.2.1)

La carga muerta y la capacidad siguen siendo las mismas

Para tipos 3, 3S2 y 3-3

Carga muerta CC: γ_{CC} = 1,25 Tabla 6A.4.2.2-1

TDA = 1000

Factor de carga viva generalizado para cargas legales:

γ_{LL} = 1,65 Tabla 6A.4.4.2.3a-1

Flexura:

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(2770 \; 1,25(309,5 + 129))}{1.65(MLL + IM)}$$

	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3
RF	2,85	2,66	2,93

Para unidades de transporte especializadas y NRL

Carga muerta CC: γ_{CC} = 1,25 Tabla 6A.4.2.2-1

TDA = 1000 Ficticio

Factor de carga viva generalizado para cargas legales γ_{LL} = 1,40 Cuadro 6A.4.4.2.3b-1

$$\text{Flexión: } RF = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(2770 \; 1,25(390,5 + 129))}{1.40(MLL + IM)}$$

	SU4	SU5	SU6	SU7	NRL
RF	2,85	2.58	2.32	2.13	2.05

A1A.2.8.2—Estado límite de servicio II (6A.6.4.2.2)

Para Tipos 3, 3S2 y 3-3, y para Unidades de Transporte Especializadas y NRL

γ_{LL} = 1,3 γ_{CC} = 1,0 Tabla 6A.4.2.2-1

fr = 34,2 ksi

fd = 8,36 ksi

$$FL + IM = \frac{MLL + IM \times 12}{809}$$

$$\text{Servicio II: } RF = \frac{34,2 \; 1,0(8,36)}{(1.3)(FLL + IM)}$$

	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3	
FL + IM	7.00	7,49	6,82	ksi
RF	2.84	2,65	2.91	

	SU4	SU5	SU6	SU7	NRL	
FL + IM	7,89	8,70	9,67	10,53	10,98	ksi
RF	2,52	2,29	2,05	1,89	1,81	

No se requiere publicación como para todas las cargas legales, RF > 1.0.

A1A.2.8.3—Resumen (6A4.4.4)

Capacidad de carga segura (toneladas), RT = RF × W Ec. 6A4.4.4-1

Camión	Tipo 3	Tipo 3S2 Tipo 3-3 36 40	
Peso (toneladas)	25		
RF (Control de Servicio II)	2.84	2,65	2.91
Capacidad de carga segura (toneladas)	71	95	116

Camión	SU4	SU5	SU6	SU7 NRL	
Peso (toneladas)	27	31	34,8	38,8	40
RF (Servicio II Controlador)	2,52	2,29	2,05	1,89	1,81
Carga segura Capacidad (toneladas)	68	70	71	73	72

A1A.2.9—Clasificación de carga permitida (6A.6.4.2)

Tipo de permiso: Especial (Viaje Único, Acompañado)

Peso permitido: 220 kips

Vehículo con permiso: se muestra en la Figura A1-2.

AÑADIR: 1000

Del análisis de carga viva por programa informático:

Máximo no distribuido:

MLL = 2127,9 kip-pie

VLL = 143,5 kips

A1A.2.9.1—Estado límite de resistencia II (6A.6.4.2.1)

La carga muerta y la capacidad siguen siendo las mismas que las calculadas para la clasificación de carga de diseño.

γ_{LL} = 1,15 Tabla 6A.4.5.4.2a-1

γ_{CC} = 1,25

Utilice el factor de distribución cargado de un carril y divida el factor de presencia múltiple de 1,2. 6A.4.5.4.2b

gspecial1 = 0,595 (Regula el método especial para el comportamiento torsional rígido). Diseño LRFD 4.6.2.2.2d

$$g_{m1} = \frac{g_{especial1}}{1,2} = 0,496$$

Efectos de carga dinámica distribuidos:

IM = 20% (sin control de velocidad, desviaciones menores de la superficie)

MLL + IM = (2127,9) (0,496) (1,2)

= 1266,5 kip-pie

VLL + mensajería instantánea = (143,5) (0,496) (1,2)

= 85,4 kips

Flexión: $RF = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(2770) - (1,25)(309,5 + 129)}{(1,15)(1266,5)}$

$= 1,53 > 1,0$ DE ACUERDO

Corte: $RF = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(360,3) - (1,25)(19 + 8)}{(1,15)(85,4)}$

$= 3,33 > 1,0$ DE ACUERDO

A1A.2.9.2—Estado límite de servicio II (opcional)

$FR = \frac{f_R - \gamma_{DC} f_D}{\gamma_{LL}(f_{LL+IM})}$

IM = 20% (sin control de velocidad, desviaciones menores)

γ_{LL} = 1,0 γ_{CC} = 1,0 Tabla 6A.4.2.2-1

La carga muerta y la capacidad expresada en términos de tensiones siguen siendo las mismas que las calculadas para la capacidad de carga de diseño

f_r = 34,2 ksi

f_d = 8,36 ksi

Los efectos de la carga viva para la calificación del permiso de Servicio II de un permiso escoltado se calculan utilizando los mismos procedimientos de carga de un carril que para la calificación de Fuerza II. C6A.6.4.2.2

$gm1$ = 0,496

$M_{LL + IM}$ = (2127,9) (0,496) (1,2) = 1266,5 kip-pie

= 15198 entradas.

$F_{L+IM} = \frac{M_{LL+IM}}{S_b} = \frac{15192}{809} = 18,8$ ksi

$FR = \frac{34,2 - (1,0)(8,36)}{(1,0)(18,8)} = 1,37 > 1,0$ DE ACUERDO

A14.3

		Clasificación		Clasificación								
		Orientación		Tipo			SU4	SU5	SU6	SU7	NRL	Clasificación
fuerza		1.29	1,67	2.64	2.46	2.71	2.76	2.50	2.25	2.07	1,98	—
	Cortar	2.29	~~2,07~~			—	—	—	—	—	—	—
Fuerza	Flexión		—	—	—	—	—	———			—	1,92
	Cortar		———			—	—	———			—	2.94
Servicio		1.21	1,57	2.33	2.17	2.38	2.06	1,87	1,68	1,55	1,48	1,53
Fatiga		0,38	———			—	—	—	—	—	—	—

		Clasificación		Clasificación								
		Orientación		Tipo			SU4	SU5	SU6	SU7	NRL	Clasificación
fuerza		1,40	1.81	2,85	2.66	2.93	2,85	2.58	2.32	2.13	2.05	—
	Cortar	3.05	~~3,05~~			—	—	—	—	—	—	—
Fuerza	Flexión		—	—	—	—	—	———			—	1,53
	Cortar		———			—	—	———			—	3.33
Servicio		1,48	1,92	2.84	2,65	2.91	2.52	2.29	2.05	1,89	1.81	1.37



PARTE B— MÉTODOS DE CLASIFICACIÓN DEL FACTOR DE CARGA Y TENSIÓN PERMITIDA

A1B.1—EVALUACIÓN DE UNA VARCA INTERIOR

A1B.1.1—Datos del puente

Consulte el Artículo A1.1 para obtener datos sobre puentes con largueros de acero compuestos de tramo simple.

A1B.1.2—Propiedades de la sección

En la construcción no apuntalada, el larguero de acero debe soportar su propio peso más el peso de la losa de hormigón. Para la sección mixta, el hormigón se transforma en un área equivalente de acero dividiendo el área de la losa por la relación modular. La carga viva más las tensiones de impacto son soportadas por la sección compuesta utilizando una relación modular de n. Para tener en cuenta el efecto de la fluencia, la sección compuesta soporta tensiones de carga muerta superpuestas utilizando una relación modular de 3n (AASHTO 10.38.1). En este análisis se utilizan las propiedades de la sección conforme a obra.

A1B.1.2.1—Propiedades de la sección no compuesta

Las propiedades de la sección de las formas laminadas están sujetas a cambios con los cambios en las prácticas de laminación de la industria del acero. Identifique los componentes de acero a partir de los registros disponibles, la fecha de construcción y las mediciones de campo. Las propiedades de la sección de esta viga se determinaron a partir del Manual AISC de Construcción en Acero, Sexta Edición, impreso durante el período de julio de 1963 a marzo de 1967, que es consistente con la fecha del "Año de Construcción" de este puente.

W 33 × 130 y PL tf = $^5/_8$ pulg. × 101 /2 pulg.

0,855 pulg.; bf = 11,51 pulgadas; tw = 0,58 pulg.

A = 38,26 pulgadas 2

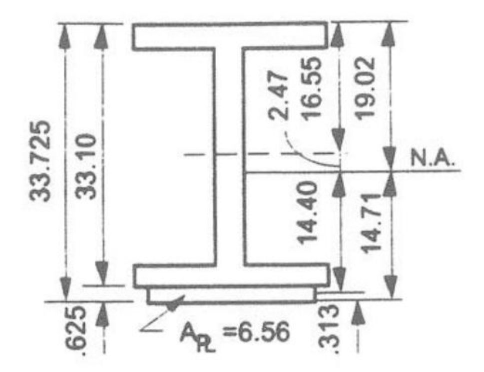


Figura A1B.1.2.1-1 Sección transversal: larguero interior, no compuesto

$$\bar{y} = \frac{\overset{W}{(17{,}175)(38{,}26)} + \overset{PL}{(0{,}313)(6{,}56)}}{38{,}26 + 6{,}56}$$

$\bar{y}$ = 14,71 pulgadas.

$$I_x = \overset{WW}{6699 + 38{,}26(2{,}47)^2} + \overset{PL}{6{,}56(14{,}40)^2}$$

$= 8293$ pulgadas.^{4}

Machine Translated by Google

$S_t = S_t^{DL} = \frac{8293}{19.02} = 436{,}0$ pulgadas.^{3}

$S_b = S_b^{DL} = \frac{8293}{14.71} = 563{,}7$ pulg.^{3}

A1B.1.2.2—Propiedades de la sección compuesta

Ancho efectivo de brida AASHTO 10.38.3.1

1/4 (65)(12)	=	195	
(7,33)(12)	=	pulg.	
(7,25)(12)	=	88 pulg. 87 pulg.	Controles

Relación modular 6B.6.2.4

para f'_c = 3. 000 psi norte = 10

Compuesto n = n: W 33 × 130, PL 5/8 pulg. × 101 /2 pulg. y Conc. 71/4 pulg . × 87 pulg.

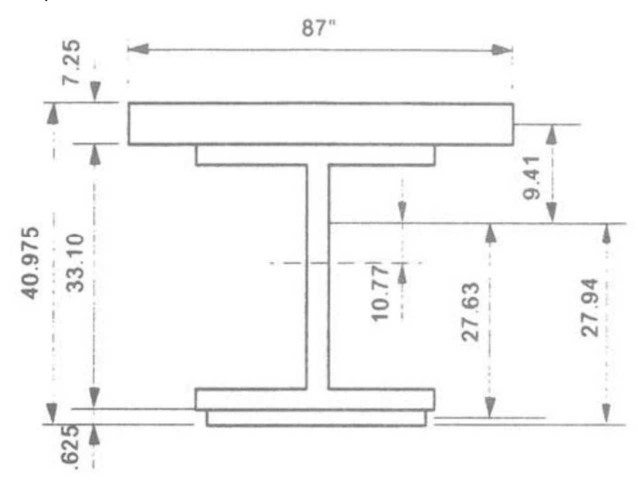


Figura A1B.1.2.2-1—Sección transversal—Larguero interior, compuesto n = n

$$\bar{y} = \frac{\overset{W.}{(17{,}175)(38{,}26)} + \overset{PL}{(0{,}31)(6{,}56)} + \overset{concentrado.}{(87)(7{,}25)(37{,}35)/10}}{38{,}26 + 6{,}56 + 87 \times 7{,}25/10}$$

$\bar{y}$ = 27,94 pulgadas.

$$I_x = \overset{W.}{6699} + \overset{W.}{(38{,}26)(10{,}77)^2} + \overset{PL}{(6{,}56)(27{,}63)^2} + \overset{concentrado.}{\frac{(87 \div 10)(7{,}25)^3}{12}} + \overset{concentrado.}{(87 \div 10)(7{,}25)(9{,}41)^2}$$

$= 22007$ pulgadas.^{4}

Nota: Ix para la placa de cubierta inferior es insignificante; sin embargo, su término Ad2 tiene una importancia significativa. contribución.

$S_t = \frac{22007}{5.79} = 3\,3801$ pulg. Módulo de sección en la parte superior del acero.

$S_{bb} = \frac{22007}{27,94} = 787,7$ pulg. litros

Úselo con carga viva.

Compuesto n = 3n: W 33 × 130, PL 5/8 pulg. × 101 /2 pulg. y Conc. 71/4 pulg. × 87 pulg.

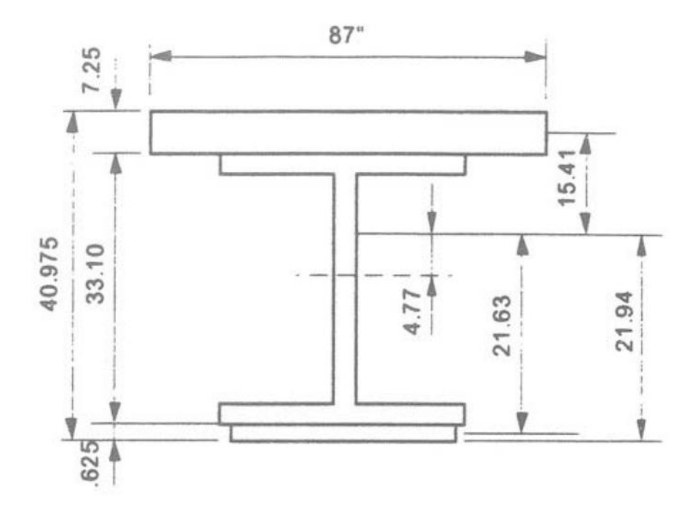


Figura A1B.1.2.2-2—Sección transversal—Larguero interior, compuesto n = 3n

W. PL concentrado.

$$\bar{y} = \frac{(17.175)(38.26) + (0,313)(6,56) + (87 \times 7,25 \div 30)(37,35)}{38,26 + 6,56 + (87 \times 7,25 \div 30)}$$

$\bar{y}$ = 21,94 pulgadas.

W. W. PL concentrado.

$$I_x = 6699 + (38,26)(4,77)^2 + (6,56)(21,63)^2 + \frac{(87 \div 30)(7,25)^3}{12} + \frac{87 \times 7,25}{30}(15.41)^2$$

I_x = 4 15725 pulg.

$S_t = \frac{15725}{11.79} = 1333,8$ pulgadas^3 (módulo de sección en la parte superior del acero)

$S_b = \frac{15725}{21,94} = 716,7$ pulgadas.^{3} S_b^{SDL}

Uso con carga muerta superpuesta (SDL).

A1B.1.3—Análisis de carga muerta—Larguero interior

A1B.1.3.1—Cargas muertas (incluye una asignación del seis por ciento del peso del acero para las conexiones)

Cubierta $\left(7.33\right)\left(\frac{7,25}{12}\right)(150)$ pcf Larguero = 664,3 libras/pie

(130)(1,06) = 137,8 libras/pie

Cubrir PL (0,625 10,5 490 144 1,06 38 65)( )( )( )( )( )) ÷ = 13,8 libras/pie

Diafragmas ( )(3 42,7 7,33 1,06 65 ÷)(= 15,4 libras/pie

Total por larguero = 831,3 libras/pie

A1B.1.3.2—Cargas muertas superpuestas (AASHTO 3.23.2.3.1.1)

Bordillo (1) (10 12) 150 pcf × 2 bordillos 4 vigas = 62,5 libras/pie

Parapeto 150 pcf × 6 19 144 + 18 12 ( ) 144 2 barandillas × 2 parapetos 4 vigas = 171,9 libras/pie

Barandilla ( ) asume 20 plf × 2 4 vigas = 10,0 libras/pie

Superficie de uso = 0,0 libras/pie

Total por larguero = 244,4 libras/pie

A1B.1.4—Análisis de carga viva—Larguero interior

Carga viva: Tarifa para HS-20

Momentos:

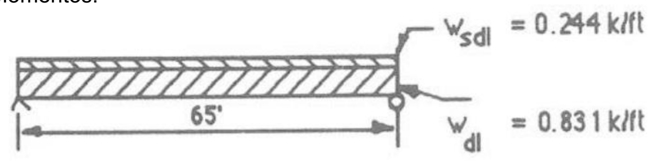


Figura A1B.1.4-1—Diagrama de carga—Larguero interior, carga muerta y carga muerta superpuesta

$$M_{DL} = \frac{w_{DL} L^2}{8} = \frac{0.831 (65)^2}{8} = 439 \text{ kip-pie}$$

$$M_{SDL} = \frac{w_{SDL} L^2}{8} = \frac{0.244 (65)^2}{8} = 129 \text{ kip-pie}$$

MLL Apéndice C6Ba

~~Durar~~	~~MLL~~
60	403.3
65 pies	
70	492,8

$$MLL = \frac{403,3 + 492,8}{2}$$

MLL = 448 kip-pie [b]

(sin Impacto, sin Distribución)

a Tenga en cuenta que los momentos indicados en el MBE son para una línea de ruedas. Los valores dados en AASHTO son para todo el eje y, por lo tanto, son el doble del valor MBE.

b El MLL máximo sin impacto para un tramo de 65 pies, con valores exactos determinados por estática, es de 448,02 kip-pie. Sin embargo, se debe juzgar si se deben interpolar los valores tabulados. La regla general para tramos simples que soportan cargas concentradas en movimiento establece que el momento flector máximo producido por cargas concentradas en movimiento ocurre bajo una de las cargas cuando esa carga está tan lejos de un soporte como lo está el centro de gravedad de todas las cargas en movimiento sobre la viga. del otro soporte. Debe entenderse que localizar la sección crítica precisa y la posición de carga para la clasificación depende de la influencia combinada de la carga muerta, la carga viva y la capacidad del miembro que conforman la ecuación general del factor de clasificación.

Machine Translated by Google

A1B.1.5—Clasificación de tensión permitida (6B.4.1, 6B.5.2 y 6B.6.2)

Considere la sección de momento máximo sólo para este ejemplo.

A1B.1.5.1—Impacto (use el estándar AASHTO) (6B.7.4, AASHTO 3.8.2.1)

$$I = \frac{50}{l + 125} \leq 0.3$$

$$Yo = \frac{50}{65 + 125} = 0{,}26$$

A1B.1.5.2: Distribución (use el estándar AASHTO) (6B.7.3, AASHTO 3.23.2.2 y Tabla 3.23.1)

De este modo:

$$\text{pies } DF = \frac{S_s}{5{,}5} = \frac{7{,}33}{5{,}5} = 1.33$$

$$M_{LL\,yo+} = DF \times M_{LL} (1 + I) = 1{,}33 (438)(1 + 0{,}26)$$

$$M_{LL\,I+} = 751 \text{ kip-pie}$$

A1B.1.5.3—Nivel de inventario (controles de tensión inferior) (6B.6.2.1, Tabla 6B.6.2.1-1)

Para acero con 36 ksi = F_y $f_I = 0{,}55 f_y$

De este modo:

$$f_I = 0{,}55 (36) = 20 \text{ ksi}$$

La capacidad de resistencia (resonancia magnética) $= f_I S_x^I$

resonancia magnética $= (20 \text{ ksi})(787{,}7 \text{ pulg}^3) = 15754$ kip-pulg. $= 1313$ kip-pie

Entonces:

$$RF_I = \frac{MMM - M_{DL}\frac{S_b^I}{S_b^{DL}} - M_{SDL}\frac{S_b^I}{S_b^{SDL}}}{M_{yo+}}$$

$$= \frac{1.313 - 439\frac{787{,}7}{563{,}7} - 129\frac{787{,}7}{716{,}7}}{751} = \frac{557{,}8}{751}$$

$= \underline{0{,}74}$ o $0{,}74 \times 36$ toneladas $= 26{,}\underline{7 \text{ toneladas}}$

Alternativamente, en términos de estrés:

$$RF_I = \frac{F_s - \frac{M_{DL}}{S_b^{DL}} - \frac{M_{SDL}}{S_b^{SDL}}}{\frac{M_{yo+}}{S_b^{yo+}}}$$

Machine Translated by Google

$$= \frac{20 \text{ ksi} - \frac{439 \text{ pies-kips} \times 12 \text{ pulg./pie}}{563{,}7 \text{ pulgadas}^3} - \frac{129 \text{ pies-kips} \times 12 \text{ pies-kips}}{716{,}7 \text{ pulgadas}^3}}{\frac{751 \text{ pies-kips} \times 12 \text{ pulgadas/pie}}{787{,}7 \text{ pulgadas.}^3}}$$

$$= \frac{20 - 9.345 - 2.160}{11.441}$$

$$= \frac{8.495}{11.441} = 0{,}74 \text{ como arriba}$$

A1B.1.5.4—Nivel operativo (6B.6.2.1, Tabla 6B.6.2.1-2)

Para acero con $F_Y = 36$ ksi $\rightarrow f_O = 0{,}75 F_y$

De este modo:

$f_O = 0{,}75(36) = 27$ ksi

y

$M_{RO} = 27(787{,}7) = 21\ 268$ entradas. $= 1772$ kip-pie

y:

$$RF_O = \frac{1772 - 439\frac{787{,}7}{563{,}7} - 129\frac{787{,}7}{716{,}7}}{751} = \frac{1016{,}8}{751}$$

$RF_O = 1{,}35$ o $1{,}35 \times 36$ toneladas $= 48{,}7$ toneladas

A1B.1.5.5—Resumen de calificaciones para el método de calificación de estrés permitido

Tabla A1B.1.5.5-1—Resumen de calificaciones para el método de calificación de acero permitido—Larguero interior

	RF	Montones
Inventario	0,74	26,7
Operando	1,35	48,7

A1B.1.6—Clasificación del factor de carga (6B.6.4.2, 6B.6.5.3 y 6B.6.6.3)

Considere la sección de momento máximo sólo para este ejemplo. Ver notas generales.

A1B.1.6.1—Impacto (use el estándar AASHTO) (6B.7.4)

De la calificación de estrés permitida I = 0,26

A1B.1.6.2—Distribución (Utilice el estándar AASHTO) (6B.7.3)

Desde la calificación de tensión permitida DF = 1,33

$$M_{LL+I} = M_{LL}(1+I)(DF) = 448(1+0{,}26)(1{,}33)$$

= 751 kip-pie (como para la clasificación AS)

A1B.1.6.3—Capacidad de la Sección MR (6B.6.3.1)

Para secciones compuestas, compactas y arriostradas:

SEÑOR = METRO tu AASHTO 10.50.1.1

donde Mu se encuentra de acuerdo con las disposiciones de factor de carga aplicables de AASHTO.

Verifique los supuestos:

1. La sección está completamente apuntalada a lo largo del ala superior mediante una plataforma compuesta (para carga viva y SDL).

2. Para comprobar si la sección es compacta, es necesario aplicar las disposiciones de AASHTO 10.50.1.1.1. Estos controles siguen.

La fuerza de compresión en la losa C es igual al valor más pequeño dado por las siguientes ecuaciones: AASHTO 10.50.1.1.1(a)

$AF = 0,85 f'_c\, b t_s + (AF_y)_c$ AASHTO Ec. 10-123

Despreciando la parte del refuerzo que se encuentra en la zona de compresión, la ecuación se reduce a:

$C_{CONC} = 0,85 f'_c\, b_{eff}\, t_s$ = 3 ksi (87 pulg) (7,25 pulg. 1608 kips *

$C = (AF_y)_{bf} + (AF_y)_{tf} + (AF_y)_w$ AASHTO Ec. 10-124

donde (AFy)bf incluye la placa de cubierta, esta ecuación se reduce a:

C_{STL} = (38,26 pulgadas^2 6,56 pulgadas^2) 36 ksi = 1613,5 kips

$C_{CONC} < C_{STL}$ $C = C_{CONC}$ = 1608 controles

Capacidad:

$C' = \frac{\sum AF_y - C}{2} = \frac{1613,5 - 1608}{2}$ = 2,75 kips AASHTO Ec. 10-126

$(AF_y)_{TF}$ = (36) 354 kips 2,75 = kips NA en brida superior >>> AASHTO 10.50.1.1.1(d)

$\bar{y} = \frac{C'}{(AF_y)_{TF}} t_{TF} = \frac{2,75}{354}$ (0,855 0,007 pulg. Descuido. Diga NA en la parte superior del acero. AASHTO Ec. 10-127

Dado que el PNA está en la parte superior del ala, la profundidad del alma en compresión en el momento plástico, Dcp, es igual a cero. Por lo tanto, el requisito de esbeltez del alma dado por la ecuación. 10-129 en el Artículo 10.50.1.1.2 de AASHTO se cumple automáticamente.

Verifique el requisito de ductilidad dado por la ecuación. 10-129a en el Artículo 10.50.1.1.2 de AASHTO:

$\frac{D_p}{D'} \le 5$ AASHTO Ec. 10.129a

$D' = \beta \frac{(d + t_s + t_h)}{7.5}$ β = 0,9 para Fy = 36.000 psi

Machine Translated by Google

$$D' = 0{,}9\left(\frac{33{,}725 + 7{,}25 + 0{,}0}{7.5}\right) = 4.92$$

dp = 7,25 pulgadas.

$$\frac{dp}{D'} = \frac{7.25}{4.92} = 1{,}47 < 5 \text{ bien}$$

Dado que el ala superior está apuntalada por la plataforma de concreto endurecido, no es necesario verificar los requisitos de pandeo local y lateral. La capacidad de vigas compuestas en vanos simples que satisfacen los requisitos anteriores de esbeltez y ductilidad del alma viene dada por la ecuación. 10-129c en AASHTO 10.50.1.1.2 cuando Dp excede D′:

D' < Dp ≤ 5D′

4,92 pulgadas < 7,25 pulgadas ≤ 5 x 4,92 pulgadas = 24,6 pulgadas.

Por lo tanto:

$$M_u = \frac{5M_p - 0{,}85M_y}{4} + \frac{0{,}85M_y - M_p}{4}\left(\frac{D_p}{D'}\right)$$ AASHTO Ec. 10.129c

$$M_y = F_y S = (36)\frac{787{,}7}{12} = 2363 \text{ kip-pie}$$

Calcule la capacidad de momento plástico Mp

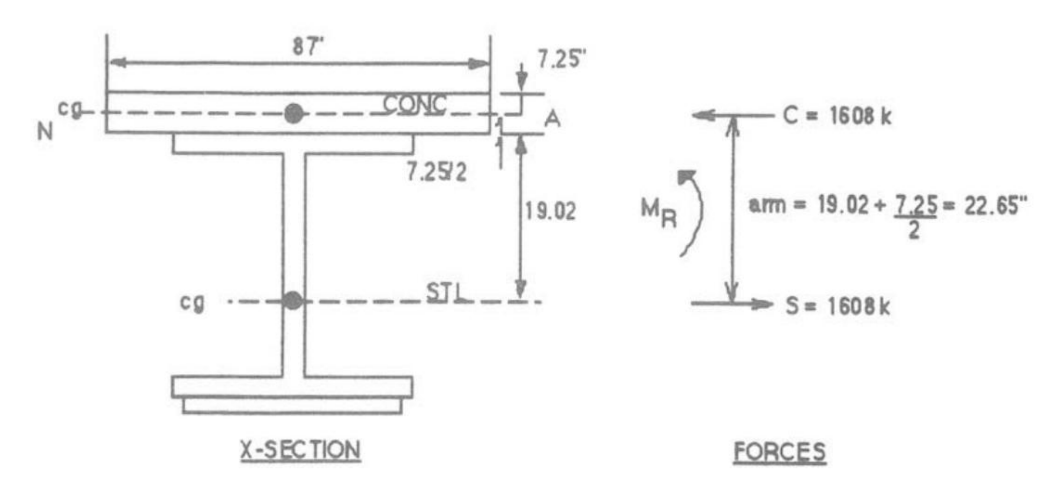


Figura A1B.1.6.3-1—Sección transversal—Larguero interior, para determinar la capacidad de momento plástico Mp

$$M_p = C \times \text{brazo} = (1608)(22{,}65) = 36421 \text{ kip-in.} = 3035 \text{ kip-pie}$$

$$M_R = \frac{5(3035) - 0{,}85(2363)}{4} + \frac{0{,}85(2363) - 3035}{4}(1{,}47) = 2914 \text{ kip-pie}$$

A1B.1.6.4—Nivel de inventario (6B.5.1 y 6B.6.3)

$$RF_I^{LF} = \frac{M_R - A_1 D}{A_2 LL(1+I)}$$ Ec. 6B.5.1-1

Machine Translated by Google

dónde: 6B.5.3

1A = 1,3

$A_2 = 2,17$

De este modo:

$$RFI^{LF} = \frac{2914 - 1{,}3(439 + 129)}{2{,}17(751)}$$

$RFI^{LF} = 1{,}33$ o $1{,}33 \times 36$ toneladas = 47,9 toneladas

A1B.1.6.5—Nivel operativo (6B.5.3)

El único cambio es A2 = 1,3

De este modo:

$$RF_{oh}^{LF} = \frac{2{,}17}{1{,}3} FR_I^{LF} = \frac{2.17}{1.3}(1.33)$$

$RFO^{LF} = 2{,}22$ o $2{,}22 \times 36$ toneladas = 79,9 toneladas

A1B.1.6.6—Verificar criterios de servicio

Para cargas HS la sobrecarga se define como D + 5(L + I)/3 AASHTO 10.57

A1B.1.6.6a—A nivel de inventario (acero inferior en controles de tensión)

$F_{DL} + F_{SDL} + \frac{5}{3} F_{LL+I} = 0{,}95 F_y$ AASHTO 10.57.2

Así A1 = 1,0 y A2 = 1,67 para calificación de servicio:

$$RFI^{LF} = \frac{0{,}95(1{,}0)f_y - (1{,}0)\left(f_{DL} - f_{SDL}\right)}{(1{,}67) F_{yo+}}$$

$$= \frac{0{,}95(36\ \text{ksi}) - \frac{439(12)}{563{,}7} - \frac{129(12)}{716{,}7}}{1{,}67\frac{751(12)}{787{,}7}}$$

$= FR_I^{LF} = 1{,}19$ o $1{,}19 \times 36$ toneladas = 42,8 toneladas

Verifique la tensión de compresión de la web:

$$F_{cr} = \frac{k\ 26200000\alpha}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \le F_{yw}$$ AASHTO Ec. 10-173

dónde:

$k = 9(D \div D_c)^2$

$\alpha = 1,3$

Dado que Dc es una función de la relación de tensión de carga muerta a viva de acuerdo con las disposiciones de AASHTO 10.50(b), puede ser necesario un procedimiento iterativo para determinar el factor de clasificación:

Calcule las tensiones de compresión en la parte superior del alma:

$$f_{DL} = \frac{439(12)(18.165)}{8293} = 11,5 \text{ ksi}$$

$$f_{SDL} = \frac{129(12)(10.935)}{15725} = 1,1 \text{ kilos}$$

$$F_{LL\ yo\ +} = \frac{(751)(12)(4.935)}{22007} = 2,02 \text{ kilos}$$

$\sum$ =14.62ksi

Calcule las tensiones de tracción en la parte inferior del alma:

$$f_{DL} = \frac{439(12)(13,23)}{8293} = 8,4 \text{ ksi}$$

$$f_{SDL} = \frac{129(12)(20,46)}{15725} = 2,0 \text{ ksi}$$

$$F_{LI\ +} = \frac{(751)(12)(26,46)}{22007} = 10.84 \text{ksi}$$

$\sum$ = 21,24ksi

$$= \frac{14.62}{14,62 + 21,24} 31,39 = 12,80 \text{ pulgadas.}$$

$$9k\ D\ D_c = 9\ (31,39 \div 12,80)^2 = 54.1$$

$$F_{cr} = \frac{26200000(1,3)(54,1)}{\left(\frac{31.39}{0,58}\right)^2 (1000)} = 629 \text{ kilos} > F_{yw}$$

$F_{cr} = F_y = 36 \text{ ksi}$

$$RF^{LF}_{I} = \frac{36 - 11,5 - 1,1}{1,67(2,02)} = 6,9 \text{ o } 6,9 \times 36 \text{ toneladas} = 248,4 \text{ toneladas}$$

Dado que el factor de clasificación calculado causaría que las tensiones totales en el ala traccionada excedieran con creces Fy (haciendo que el eje neutro esté más alto en el alma), en este caso no son necesarias más iteraciones. La tensión de compresión del alma no rige la clasificación de capacidad de servicio.

A1B.1.6.6b—A nivel operativo

$f_D + RF^{LF}\ HACER\ L(I + I) \leq$ Serv. Fortaleza

Así, A1 = 1,0 y A2 = 1,0 para calificación de servicio:

LF LF 1,67
OI 1,19 1,67 RF RF = ×=×

LF
RFO = 1,98 o 1,98 × 36 toneladas = 71,3 toneladas

A1B.1.6.7—Resumen de clasificaciones para el método de clasificación del factor de carga

Tabla A1B.1.6.7-1—Resumen de clasificaciones para el método de clasificación del factor de carga—Larguero interior

	RF	Montones	Revisado
Inventario	1,19	42,8	AASHTO 10.57.2
Operando	1,98	71,3	AASHTO 10.57.2

A1B.1.7—Clasificación del factor de carga—Tasa para cargas unitarias de Fórmula B

MLL+I del Apéndice C6B:

Luz	HS-20	NRL	SU4	SU5	SU6	SU7	
60	512,2	595,1	430,2	472,5	525,0	569,9	kip-pie
pies 70 pies	619,2	714,2	510,2	564,4	628,3	685,4	kip-pie

Por interpolación:

65 pies	565,7	654,7	470.2	518,5	576,7	627,7	kip-pies

Aplicar factor de distribución DF = 1,33

65 pies	751.0	870,8	625,4	689,6	767.0	834,8	kip-pies

Capacidad de la Sección MR = 2914 kip-pies

Peso muerto MDL = 439 kip-pie

Cargas muertas superpuestas MSDL = 129 kip-pie

$$\text{Inv. FR} = \frac{2914 - 1{,}3\,(439 + 129)}{2{,}17\,M_{(L+I)}}$$

$$\text{Opr. FR} = \frac{2914 - 1{,}3\,(439 + 129)}{1{,}3\,M_{(L+I)}}$$

Factores de calificación de fuerza:

	HS-20	NRL	SU4	SU5	SU6	SU7
Inventario	1,33	1,15	1,60	1,45	1,31	1,20
Operando	2,22	1,92	2,67	2,42	2,19	2,00

Verifique los criterios de capacidad de servicio:

$$FR = \frac{0{,}95\,f_y - f_{DL} - f_{SDL}}{1{,}67\,F_{yo} +}$$

$$RF = \frac{34{,}2 - 9{,}35 - 2{,}16}{1{,}67\left(M I_{l} 12 \times 1.0 / 787.7 + \times \times\right)}$$

Factores de calificación de capacidad de servicio (controles):

HS-20	NRL	SU4	SU5	SU6	SU7
1.19	1.03	1.43	1.29	1.16	1.07

Como la carga nominal nominal NRL RF > 1,0 para resistencia y capacidad de servicio, el puente tiene la capacidad adecuada para todas las cargas legales, incluidos los camiones de Fórmula B de una sola unidad.

Tabla-1

		Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo						Inventario	Operación
LRFR	Fuerza / Flexión	2,64	2,46	2,71				1,98			
	Contar										
	Fuerza							2,89			
Límite	Flexión										
Estado	Servicio	2,33	2,17	2,38			1,55	1,48			
	Fatiga										
Fortaleza								1,15		1,33	2,22
Utilidad								1,03		1,79	1,98
										0,74	1,56

Tabla-2

		Inventario	Operación	Tipo			SU	SU	SU	SU	NRL
Fuerza	Flexión	1,40	1,81	2,85	2,65	2,53	2,8	2,56	2,32	2,17	2,05
	Flexión		3,36	–	–	–	–	–	–	–	–
Fuerza			–	–	–	–	–	–	–	–	–
			–	–	–	–	–	–	–	–	–
Servicio		1,48	1,62	2,8	2,69	2,6	2,5	2,25	2,05	1,86	1,81

A1C.2—Referencias

AASHTO. 2002. Especificación estándar para puentes de carretera, 17.ª edición, HB-17. Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte, Washington, DC.

AASHTO. 2007. Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD, cuarta edición, LRFDUS-4-M o LRFDSI-4. Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte, Washington, DC.

NCHRP. 2007. Cargas legales de camiones y cargas legales para publicación AASHTO. Junta de Investigación del Transporte, Consejo Nacional de Investigación, Washington, DC.

Machine Translated by Google

A2—PUENTE DE VIGA EN T DE HORMIGÓN ARMADO: EVALUACIÓN DE UNA VIGA INTERIOR

PARTE A—MÉTODO DE CLASIFICACIÓN DEL FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA

A2A.1—DATOS DEL PUENTE

Durar:	26
Año de construcción	pies 1925
Materiales:	
Concreto:	f'_c = 3 ksi
Acero de refuerzo:	Desconocido f_y
Condición:	Se ha observado un deterioro menor, pero no pérdida de sección. NBI Ítem 59 = 6
Superficie de conducción:	Verificado y documentado en campo: Aproximación suave y cubierta
ADTT (una dirección):	1850
Sesgar:	0°

A2A.2—Análisis de carga muerta—Viga interior

Las cargas permanentes sobre el tablero se distribuyen uniformemente entre las vigas. Diseño LRFD 4.6.2.2.1

A2A.2.1—Componentes y accesorios, CC

Concreto estructural:

Consta de plataforma + vástago + ancas (de manera conservadora, no se dedujeron los chaflanes de 21 /2 pulgadas)

$\frac{6 \text{ pulgadas}}{12}$ × pies 1,25 pies 2 pies 2 $\frac{6 \text{ pulg.}}{2\ 12}$ + × + × $\frac{16,5 \text{ pulg.}}{12}$ × (0,150 kcf)

= 0,902 kip/pie

Barandilla y bordillo 0,200 kip/pie × $\frac{1}{2}$ = 0,100 kip/pie

Total por haz, CC = 1,002 kip/pie

CDM = $\frac{1}{8}$ × 1.002 26 2 = 84,7 kip-pie

VCCmáx = 1,002 (0,5 26) = 13,0 kips

A2A.2.2—Superficie de desgaste, DW

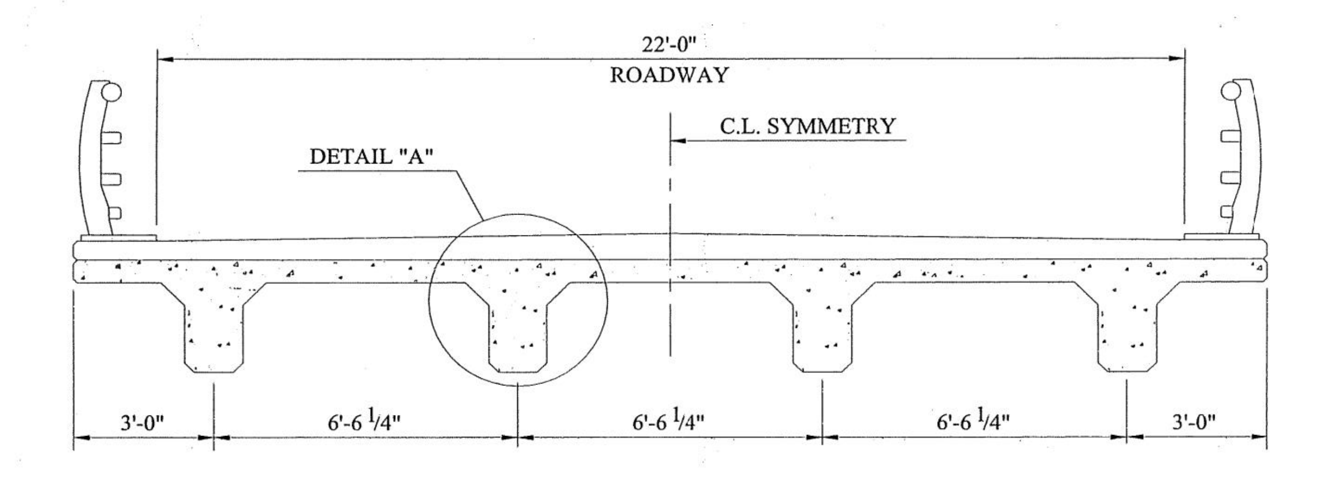
El espesor se midió en el campo: 6A.2.2.3

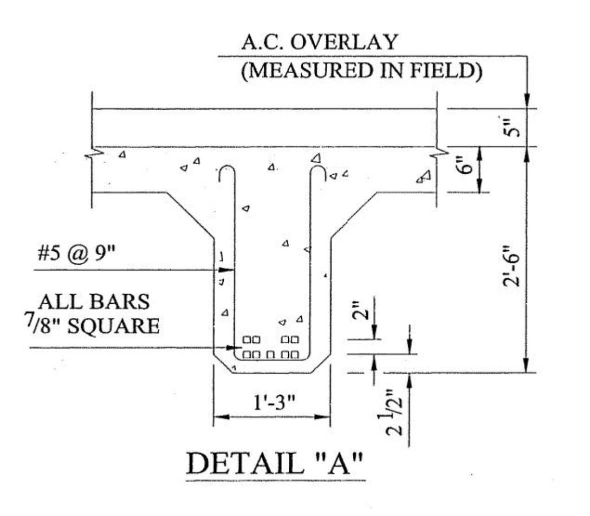
Superposición de asfalto:

$\frac{5 \text{ pulg.}}{12}$ (22 pies)(0,144 kcf) $\frac{1}{4}$ = 0,330 kip/pie

MDW = $\frac{1}{8}$ × 0,330 × 26 2 = 27,9 kip-pie

VDWmáx = 0,33 (0,5 26) = 4,3 kips


22'-0"
ROADWAY
C.L. SYMMETRY
DETAIL "A"
3'-0"
6'-6 1/4"
6'-6 1/4"
6'-6 1/4"
3'-0"


A.C. OVERLAY
(MEASURED IN FIELD)
5"
6"
2'-6"
#5 @ 9"
ALL BARS
7/8" SQUARE
2"
1'-3"
2 1/2"
DETAIL "A"

A2A.3—Análisis de carga viva—Viga interior

A2A.3.1—Calcular el factor de distribución de carga viva

Sección transversal AASHTO LRFD tipo (e) — Diseño LRFD Tabla 4.6.2.2.1-1

Parámetro de rigidez longitudinal, kg

$K_g = n(I + A e_g^2)$ — Diseño LRFD Ec. 4.6.2.2.1-1

$n = 1{,}0$

$I = \frac{1}{12} 15 \times 24^3 = 17280$ pulg.4

$A = 15 \times 24 = 360$ pulg.2

$e_g = \frac{1}{2}(24 + 6) = 15$ pulg.

$K_g = 1{,}0\,(17280 + 360 \times 15^2)$

$= 98280$ pulg.4

$\frac{K_g}{12 L t_s^3} = \frac{98280}{12 \times 26 \times 6^3} = 1{,}46$

A2A.3.1.1—Factor de distribución del momento, gm (Tabla de diseño LRFD 4.6.2.2.2b-1)

Un carril cargado:

$$gm1 = 0{,}06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12 L t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$= 0{,}06 + \left(\frac{6{,}52}{14}\right)^{0,4} \left(\frac{6{,}52}{26}\right)^{0.3} (1.46)^{0.1}$$

$= 0{,}565$

Dos o más carriles cargados:

$$gm2 = 0{,}075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{12 L t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$= 0{,}075 + \left(\frac{6{,}52}{9.5}\right)^{0,6} \left(\frac{6{,}52}{26}\right)^{0,2} (1.46)^{0.1}$$

$= 0{,}703 > 0{,}565$

use gm = 0.703

A2A.3.1.2—Factor de distribución de corte, gv (Tabla de diseño LRFD 4.6.2.2.3a-1)

Un carril cargado:

$$gv1 = 0{,}36 + \frac{S}{25.0}$$

$$= 0,36 + \frac{6,52}{25.0}$$

$$= 0,621$$

Dos o más carriles cargados:

$$gv2 = 0,2 + \frac{SS}{12} - \frac{}{35}^{2.0}$$

$$= \frac{6,52}{12} + 0,2 - \frac{6,52}{35}^{2.0}$$

$$= 0,709 > 0,62$$

utilizar gv = 0,709

A2A.3.2—Calcular los efectos máximos de la carga viva

A2A.3.2.1—Momento de carga viva de diseño máximo (HL-93) en la mitad del tramo

Momento de carga del carril de diseño = 54,1 kip-pies

Momento del camión de diseño = 208,0 kip-pie

Momento de los ejes tándem = 275,0 kip-pie Gobierna

IM = 33%

Diseño LRFD Tabla 3.6.2.1-1

MLL + mensajería instantánea = 54,1 + 275,0 × 1,33

= 419,9 kip-pie

A2A.3.2.2—Corte de carga viva de diseño máximo (HL-93) en la sección crítica

Véase el artículo A2A.7.

A2A.3.2.3—Momentos de carga viva distribuidos

Diseño de carga viva HL-93:

MLL + mensajería instantánea = 419,9 × 0,703

= 295,2 kip-pie

A2A.4—Calcular la resistencia a la flexión nominal

A2A.4.1—Calcule el ancho efectivo de la brida, sea (Diseño LRFD 4.6.2.6.1)

Ancho efectivo de brida Mínimo de:

i. $\frac{1}{4}(l)$

ii. 12.0ts + mayor de: dos o $\frac{1}{2} b_{f\ arriba}$

III. S

i. $\frac{1}{4} \times 26$ = 6,5 pies = 78 pulgadas. Gobierna

ii. 12ts + Grosor de la red = (12 × 6 + 15) = 87 pulg.

III. Espaciado promedio de vigas = 6 × 12 + 6,25 = 78,25 pulg.

usar = segundo mi 78 pulg.

A2A.4.2—Calcular la distancia al eje neutro, c — Diseño LRFD 5.7.3.1.1

Suponga un comportamiento de sección rectangular.

β_1 = 0,85 para f′c = 3000 psi — Diseño LRFD 5.7.2.2

$$c = \frac{\text{una } f_{sr}}{0{,}85\, f'_c\, \beta_1 b}$$ Diseño LRFD Ec. 5.7.3.1.1-4

Como = $9\left(\frac{7}{8}\right)^2$ = 6,89 pulgadas 2 2) (nueve barras de 7/8 pulg.

b = 78 pulg.

fy = 33 ksi (acero desconocido) — Tabla 6A.5.2.2-1

$$c = \frac{6.89 \times 33}{0{,}85 \times 3{,}0 \times 0{,}85 \times 78}$$

= 1,34 pulg. < 6 pulg.

El eje neutro está dentro de la losa. Por tanto, habrá un comportamiento de sección rectangular.

a = cβ

= 1,34 × 0,85

= 1,14 pulg.

Distancia desde la parte inferior de la sección al CG del refuerzo, $\bar{y}$

$$\bar{y} = \frac{4 \times 4{,}5 + 5 \times 2{,}5}{9}$$

$\bar{y}$ = 3,39 pulgadas.

ds = h − $\bar{y}$

h = 30 pulg.

ds = 30 pulg. – 3,39 pulg.

= 26,61 pulgadas.

manga = $A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2}\right)$ — Diseño LRFD 5.7.3.2.3, Ec. de diseño LRFD. 5.7.3.2.2-1

$$= 6{,}89 \times 33 \left(26{,}61 - \frac{1.14}{2}\right)\frac{1}{12}$$

= 493,4 kip-pie

A2A.5—Refuerzo mínimo (6A.5.7)

La cantidad de refuerzo debe ser suficiente para desarrollar Mr igual al menor de: — Diseño LRFD 5.7.3.3.2

1,2Mcr o 1,33Mu

Señor = φfMn = 0,90 × 493,4 kip-pie

= 444,1 kip-pie

1. 1,33Mu = 1,33 (1,75 × 295,2 + 1,25 × 84,7 + 1,25 × 27,9)

= 874,3 kip-pie > 444,1 kip-pie No es bueno

2. 1,2Mcr = $1.2\left(f_r + f_{cpe}\right)S_b - M_{dnc}\left(\frac{S_b}{S_{nc}} - 1\right)$ Diseño LRFD Ec. 5.7.3.3.2-1

Mdnc = 0 Momento de carga muerta total no mayorado que actúa sobre el monolítico o sección no compuesta

fcpe = 0 Esfuerzo de compresión en el hormigón debido a fuerzas efectivas de pretensado sólo en extremos Fibra de sección donde la tensión de tracción es causada por cargas aplicadas externamente.

snc = $\frac{I}{y_t}$ Módulo de sección no fisurada (despreciar el acero)

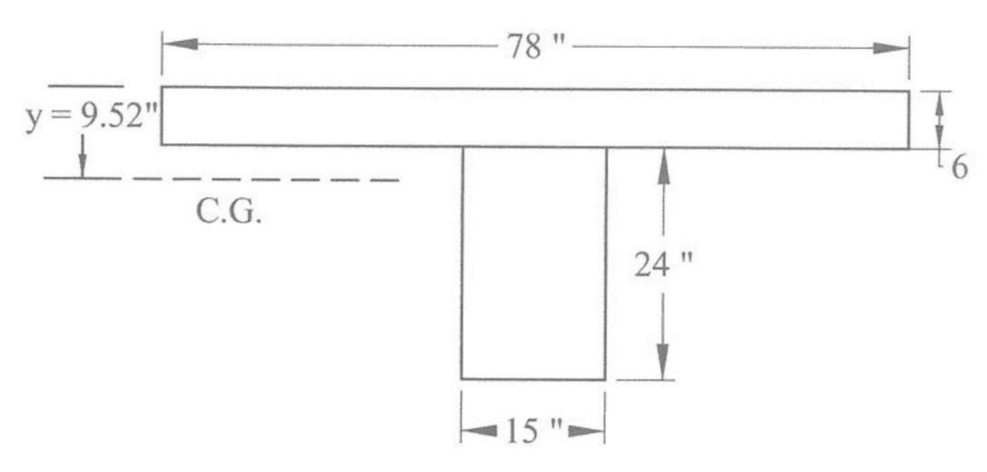


Figura A2A.5-1 Sección transversal de una viga en T de hormigón: profundidad al centroide de la sección no fisurada

$$y = \frac{\sum (A_i y_i)}{\sum A_i}$$

$$y = \frac{(78 \times 6 \times 3 + 24 \times 15 \times 18)}{(78)(6) + (24)(15)} = 9{,}52 \text{ pulgadas.}$$

desde la parte superior de la losa hasta el centroide de la sección no fisurada

yo = $\sum \left(I_0 + A d^2\right)$ donde I0 = bh3 /12

	y	C.A	acy	d	Anuncio2	I0
losa	3	468	1 404	6,52	19895	1404
provenir	18	360	6480	8,48	25888	17280
		828	7884		45783	18684

yo = (18684 + 45783) = 64467

yb = 30 pulg. – 9,52 pulg. = 20,48 pulg.

$S_{bc} = \frac{64467}{20{,}48} = 3148$ pulg.3

$f_r = 0{,}37\, f\sqrt{c} = 0{,}37\, 3{,}0\sqrt{\ } = 0{,}641$ ksi

mcr = 0,641 × 3148 = 2017,9 entradas. = 168 kip-pie — Diseño LRFD 5.4.2.6

1,2Mcr = 1,2 × 168 = 201,6 kip-pie

Señor = 444,1 kip-pie > 1,2 Mcr = 201,6 kip-pies OK

La sección cumple con los requisitos de refuerzo mínimo.

A2A.6—Refuerzo máximo (6A.5.6)

$\frac{C}{d_{mi}} \leq 0{,}42$

La resistencia factorizada (factor φ) de las secciones controladas por compresión se reducirá en de acuerdo con el Artículo de Diseño LRFD 5.5.4.2.1. Este enfoque limita la capacidad de las secciones sobrerreforzadas (compresión controlada). — C6A.5.6

La deformación neta por tracción, εt, es la deformación por tracción con resistencia nominal y se determina mediante la compatibilidad de deformaciones utilizando triángulos similares. — Diseño LRFD C5.7.2.1

Dada una deformación permitida del concreto de 0.003 y una profundidad al eje neutro c = 1.34 pulg.

$\frac{\varepsilon_C}{\ } = \frac{\varepsilon t}{-}$

Centros para el Control y la Prevención de Enfermedades

$\frac{0.003}{1{,}34 \text{ pulg.}} = \frac{\varepsilon t}{26{,}61 \text{ pulg.} \; 1{,}34 \text{ pulg.}}$

Resolviendo para εt, εt = 0,0566.

Para εt = 0,0566 > 0,005, la sección está controlada por tensión. — Diseño LRFD 5.7.2.1

Para construcción convencional y resistencia de secciones de hormigón armado con tensión controlada. el factor φ se tomará como 0,90. — Diseño LRFD s5.5.4.2.1

A2A.7—Calcular la resistencia al corte nominal

Estribos: #5 barras a 9 pulg.

$A_v = \times 2 \;\frac{\pi}{4}\left(\frac{5}{8}\right)^2 = 0{,}6136$ pulgadas.^{2}

Desconocido $f_y \rightarrow$ 33 ksi

Sección crítica para corte: — Diseño LRFD 5.8.3.2

Profundidad de corte efectiva: dv — Diseño LRFD 5.8.2.9

1. Distancia, medida perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de la tracción y fuerzas compresivas. No es necesario considerarlo menor que el mayor de:

2. 0.9de

3. 0.72h

1.dv = _ $\frac{\text{METRO}_{-}}{A_s f\; A f + \;_{ps\, ps}}$ — Ec. de diseño LRFD. C5.8.2.9-1

Esta cantidad depende de la transferencia y desarrollo del refuerzo. De manera conservadora, Tomaremos dv como el mayor de los criterios restantes para reducir los cálculos requeridos.

2. 0,9 (26,61) = 23,95 pulgadas.

3. 0,72 (30,0) = 21,60 pulgadas.

dv = 23,95 pulgadas.

Supongamos θ = 45°

0,5dv cuna θ = (0,5) (26,04) (cuna 45) = 0,5dv < dv usar dv

Sección crítica para corte a 23,95 pulgadas de la cara del soporte.

Ancho de la almohadilla de rodamiento = 4 pulg.

Calcular el corte en $\frac{4}{2} + 23,95 =$ 25,95 pulgadas desde la línea central del rodamiento.

Corte máximo en la sección crítica cerca del soporte (25,95 pulgadas) calculado mediante estática:

VTANDEM = 41,9 kips Gobierna

VTRUCK = 41,4 kips

VLAN = 7,0 kips

Corte de carga viva total = (1,33) (41,9) + 7,0 = 62,7 kips — Diseño LRFD Tabla 3.6.2.1-1

(incluido un aumento del 33 por ciento para la asignación de carga dinámica)

Corte distribuido, VLL+IM = (62,7) (0,709) = 44,5 kips

Cizallas de carga muerta:

$$V_{CC} = 1.002 \times \left(0.5 \times 26 - \frac{25,95}{12}\right) = 10,8 \text{ kips}$$

$$V_{DW} = 0,33 \times \left(0,5 \times 26 - \frac{25,95}{12}\right) = 3,6 \text{ kips}$$

Resistencia:

El menor de:

$V_n = V_c + V_s + V_p$ — Diseño LRFD Ec. 5.8.3.3-1

$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p$ — Diseño LRFD Ec. 5.8.3.3-2

En este caso no hay aportación V_p , y:

Profundidad de corte efectiva, dv = 23,95 pulg. — Diseño LRFD Ec. 5.8.2.9

Ancho mínimo de red dentro de la profundidad dv, bv = 15 pulgadas. — Diseño LRFD Ec. 5.8.2.9

$$V_c = 0,0316\, \beta \sqrt{f'_c}\, b_v d_v$$ — Diseño LRFD Ec. 5.8.3.3-3

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \text{ cuna } \theta}{s} \quad (\text{para } \alpha = 90°)$$ — Diseño LRFD Ec. 5.8.3.3-4

Enfoque simplificado: Diseño LRFD 5.8.3.4.1

b = 2,0

θ = 45

Vc = (( )( )(23,95)16 29,3 kips) 0,0316 3,0 √15

$$vs = \frac{(0{,}6136\ 38)(23{,}95\ \text{cuna}\ 45)}{9} = 53{,}9\ \text{kips}$$

Vn = 39,3 + 53,9 = 93,2 kips

Vn = 0,25 × 3,0 × 15 × 23,95 = 269,4 kips

93,2 kips < 269,4 kips, por lo tanto Vn = 93,2 kips

A2A.8—Resumen para vigas en T de hormigón interior

	Carga muerta DC	Carga muerta DW	Factor de distribución de carga	Dist. Carga Viva + Impacto	Capacidad nominal
Momento, kip-pie	84,7 27,9 10,8	3,6	viva gm =	295,2	493,4
cizalla, kips			0,703 gv = 0,709	44,5	93,2

A2A.9—Ecuación general de clasificación de carga

$$RF = \frac{C - \gamma(\ )(\text{corriente continua}) - \gamma_{DW}(DW) \pm \gamma_{PAG}(PAG)}{(\gamma)(LL + IM)}$$ Ec. 6A.4.2.1-1

Para estados límite de fuerza $C = (\ )(\ )(\ ) R$ (es sustantivo, masculino)

A2A.10—Factores de evaluación (para estados límite de resistencia)

1. Factor de resistencia, φ Diseño LRFD 5.5.4.2.1

= 1,0 0,90 para flexión y corte de hormigón de peso normal

2. Factor de condición, φc 6A.4.2.3

No hay información disponible sobre la condición del miembro. NBI Artículo 59 = 6.

φc = 1,0

3. Factor del sistema, φs 6A.4.2.4

φs = 1,0 Puente de 4 vigas con S > 4 pies (para flexión y corte)

A2A.11—Clasificación de carga de diseño (6A.4.3)

A2A.11.1—Estado límite de resistencia I

$$RF = \frac{(\ )(\ )(\ ) R - \gamma_{CC}(\text{corriente continua}) - \gamma_{DW}(DW)}{(\gamma)(LL + IM)}$$

A2A.11.2—Nivel de inventario (6A.5.4.1)

Factor de carga	
corriente continua	1,25
DW	1,25
LL	1,75

Tabla 6A.4.2.2-1

El espesor fue verificado en campo.

Flexura:

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(0,90)(493,4) - (1,25)(84,7) - (1,25)(27,9)}{(1,75)(295,2)}$$

= 0,59

Cortar:

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(0,90)(93,2) - (1,25)(10,8) + (1,25)(3,6)}{(1,75)(44,5)}$$

= 0,85

Los factores de clasificación de corte para la clasificación de carga de diseño se calculan únicamente con fines ilustrativos. En servicio, los puentes de concreto que no muestran signos visibles de deterioro por corte no necesitan ser revisados para corte durante la carga de diseño o las capacidades de carga legales. 6A.5.9

A2A.11.3—Nivel operativo

Carga	Factor de carga
corriente continua	γ
DW	1,25
LL	1,25 1,35

Tabla 6A.4.2.2-1

Para el nivel operativo de Fuerza I, solo cambia el factor de carga viva; por lo tanto, el factor de calificación se puede calcular mediante proporciones directas.

Flexura:

$$FR = 0,59 \times \frac{1,75}{1.35}$$

= 0,76

Cortar:

$$FR = 0,85 \times \frac{1,75}{1.35}$$

= 1,10

Nota: La resistencia al corte usando MCFT varía a lo largo de la longitud. Los supuestos simplificados de $\beta = 2,0$ y $\theta = 45°$ en este ejemplo son conservadores para regiones de alto corte y bajo momento. El ejemplo A3 demuestra un caso en el que la clasificación de corte debe realizarse en múltiples ubicaciones a lo largo del miembro. En este ejemplo no se ha comprobado la tensión en el refuerzo longitudinal causada por la interacción de momento cortante (Artículo de Diseño 5.8.3.5 de LRFD). El ejemplo A3 incluye demostraciones de esta verificación.

No se aplican estados límite de servicio a los elementos de puentes de hormigón armado en la verificación de la carga de diseño.

A2A.12—Clasificación de carga legal (6A.5.4.2)

Nota: Dado que la clasificación de carga de diseño del nivel operativo produjo RF < 1,0 para flexión, se deben realizar clasificaciones de carga para cargas legales para determinar la necesidad de publicación.

Carga viva: Cargas legales AASHTO: tipos 3, 3S2 y 3-3 (tasa para los tres) 6A.4.4.2.1

gramos = 0,703

L = 26 pies (largo < 40 pies)

IM = 33%

Aunque la condición de la superficie de desgaste ha sido evaluada en campo como suave, la longitud de los miembros de flexión impide el uso de un IM reducido. C6A.4.4.3

	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3	
MLL + IM =	250,6	240,7	206,2	kip-pie
gMLL + IM =	176,2	169,2	145,0	kip-pie

Tabla A-6A.5-1

Carga viva: Cargas legales AASHTO: unidades de transporte especializadas y carga nominal nominal: SU4, SU5, SU6, SU7 y NRL 6A.4.4.2.1b

Como antes:

gramos = 0,703

L = 26 pies (largo <40 pies)

IM = 33% C6A.4.4.3

	SU4	SU5	SU6	SU7	NRL	
MLL + IM =	296,9	323.2	350.1	358,6	360,4	kip-pie
gMLL + IM =	208,7	227,2	246.1	252.1	253,4	kip-pie

Tabla A6A.5-2

A2A.12.1—Estado límite de resistencia I (6A.5.4.2.1)

TDA = 1850

Para cargas legales AASHTO: tipos 3, 3S2 y 3-3

Factor de carga viva generalizado:

Se permite la interpolación lineal para otros ADTT. Por lo tanto: Tabla 6A.4.4.2.3a-1

$$\gamma_L = 1{,}65 + \frac{1850 - 1000}{5000 - 1000}\left(1{,}80 - 1{,}65\right) = 1{,}68$$

γ_L = 1,68

Flexura:

$$FR = \frac{(1{,}0)(1{,}0)(0{,}90)(493{,}4) - (1{,}25)(84{,}7) - (1{,}25)(27{,}9)}{(1{,}68)(MLL + IM)}$$

Camión	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3
FR =	1,02	1,07	1,25
Peso del vehículo (toneladas)	25	36	40
Capacidad de carga segura (toneladas)	25	38	50

Para unidades de transporte especializadas y carga nominal nominal: SU4, SU5, SU6, SU7 y NRL

Factor de carga viva generalizado:

γL = 1,44 por interpolación — Cuadro 6A.4.4.2.3b-1

Flexura:

$$FR = \frac{(1{,}0)(1{,}0)(0{,}90)(493{,}4) - (1{,}25)(84{,}7) - (1{,}25)(27{,}9)}{(1{,}44)(M_{LL+IM})}$$

Camión	SU4	SU5	SU6	SU7	LRN
RF	1,01	0,93	0,86	0,84	0,83
Peso del vehículo, toneladas	27	31	34,8	38,8	40
Capacidad de carga segura, toneladas	27	28	29	32	33

No se requiere publicación para los tipos 3, 3S2 y 3-3.

Comparación de las capacidades seguras anteriores para SU4, SU5, SU6, SU7 con la carga segura NRL La capacidad demuestra que para puentes que no califican la carga NRL, se debe realizar un análisis de publicación. realizarse para resolver los requisitos de publicación para camiones multieje de una sola unidad. Los resultados anteriores muestran que la Capacidad de Carga Segura para el vehículo SU4 es adecuada; sin embargo, es posible que se requiera publicación para los vehículos SU5, SU6 y SU7. — 6A.8.2 y C6A.8.2

La decisión de publicar un puente debe tomarla el propietario del puente. Cuando para cualquier camión legal el factor de calificación RF está entre 0,3 y 1,0, se debe utilizar la siguiente fórmula para establecer la carga de publicación segura para ese tipo de vehículo. — 6A.8.3

$$\text{Carga de publicación segura} = \frac{W}{0{,}7}\left(RF - 0{,}3\right)$$ Ec. 6A.8.3-1

Por lo tanto, para SU5, SU6 y SU7, las cargas de publicación segura recomendadas son:

	SU5	SU6	SU7
Carga de publicación segura	27	27	29

En el momento del control de carga legal, no se aplican estados límite de servicio a las vigas de puentes de hormigón armado. Este ejemplo se centró en el larguero interior sólo con fines ilustrativos. Antes de tomar una decisión final sobre la publicación, se debe analizar la viga exterior.

A2A.12.2—Resumen

Camión	Tipo 3	Tipo 3S2 Tipo 3-3 36 40 1,07		SU4	SU5	SU6	SU7	NRL
Peso, toneladas	25	1,25 38 50		27	31	34,8	38,8	40
RF	1,02			1,01	0,93	0,86	0,84	0,83
Capacidad de carga segura, toneladas	25			27	28	29	32	33
Carga de publicación segura (toneladas)	—	—	—	— 27		27	29	

A2A.13—Clasificación de carga permitida (6A.4.5)

Tipo de permiso: Especial, viajes múltiples, sin control de velocidad

Peso del permiso: 175 kips

Vehículo con permiso: Se muestra en la Figura A2A.13-1.

ADTT (una dirección): 1850

IM = 33% (L < 40 pies) C6A.4.4.3

Máximo no distribuido:

MLL = 347,3 kips-pie VLL en el medio del
= 52,6 kips tramo a 26 pulg.

A2A.13.1—Estado límite de resistencia II (6A.5.4.2.1)

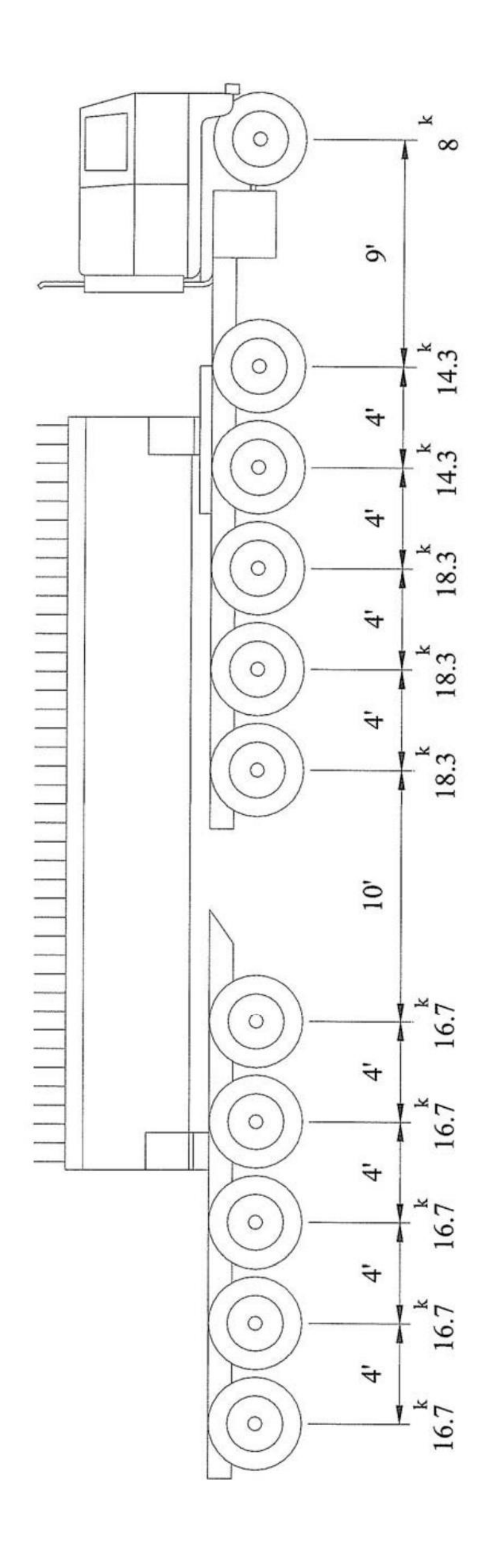
ADTT (una dirección): 1850

Factor de carga, γ_L: Tabla 6A.4.5.4.2a-1

$$\frac{1{,}85 - 1{,}75}{5000 - 1000} = \frac{\gamma_L - 1{,}75}{1850 - 1000}$$

$\gamma_L = 1{,}77$

Machine Translated by Google



Utilice el factor de distribución de un carril y divida el factor de presencia múltiple de 1,2. 6A.4.5.4.2b

$mg_{\Gamma} = \frac{1}{1.2} \times 0{,}565 = 0{,}471$

gramo $_{\gamma} = \frac{1}{1.2} \times 0{,}621 = 0{,}518$

Efecto de carga dinámica distribuida:

MLL + IM = (347,3) (0,471) (1,33) = 217,6 kip-pie

VLL + mensajería instantánea = (52,6) (0,518) (1,33) = 36,2 kips

$$FR = \frac{C - \gamma(\ )(\ ) - \gamma_{DW}(DW) \pm \gamma(\ )(\ )_{PAG}}{(\gamma(\ )(LL + IM)}$$ Ec. 6A.4.2.1-1

Para Estados Límite de Fuerza: C = ( )( )( )c sustantivo masculino— R

Flexura:

$$RFM = \frac{(1{,}0)(1{,}0)(0{,}9)(493{,}4) - (1{,}25)(84{,}7) - (\ )(\ ) - (1{,}25)(27{,}9)}{(1{,}77)(217{,}6)(\ )}$$

= 0,79 < 1,0 No es bueno

Corte: Se requiere una evaluación de corte para las clasificaciones de carga permitidas. 6A.5.9

Dado que Vn se determinó mediante el método simplificado, no depende del vehículo.

$$RFV = \frac{(1{,}0)(1{,}0)(0{,}9)(93{,}2) - (1{,}25)(10{,}8 + 3{,}6)}{(1{,}77)(36{,}2)}$$

= 1,03 > 1,0 DE ACUERDO

A2A.13.2—Estado límite de servicio I (opcional) (6A.5.4.2.2b)

γL = γDC = γDW = 1,0 Tabla 6A.4.2.2-1

Utilice los factores de distribución que se utilizaron para el diseño y para las cargas legales. C6A.5.4.2.2b

gramos = 0,703

Efecto de carga dinámica distribuida

MLL + IM = (347,3) (0,703) (1,33) = 324,7 kip-pie

MDC = 84,7 kip-pie

MDW = 27,9 kip-pie

A2A.13.2.1—Verificación simplificada usando 0.75Mn (C6A.5.4.2.2b)

Momentos no factorizados:

+ MDW + MLL + IM = 437,3 kip-pie MDC

Resistencia nominal a la flexión:

Minnesota = 493,4 kip-pie

(Utilice resistencia nominal, no factorizada).

0,75Mn = 0,75 × 493,4 = 370,1 kip-pie < 437,3 kip-pie — No es bueno

Relación de momentos = $\frac{0{,}75 \text{ millones}}{M_{DC} + M_{DW} + M_{LL+IM}} = \frac{370{,}1}{437{,}3} = 0{,}86 < 1{,}0$ — No es bueno

A2A.13.2.2—Cheque refinado usando 0.9fy

MDC + MDW = 112,6 kip-pie

Los momentos de Servicio I actúan sobre la sección fisurada para producir tensión en el refuerzo. Un Se utiliza un modelo elástico de la sección de hormigón fisurado con acero transformado para calcular la tensión. en el refuerzo debido a las cargas del Servicio I.

Ec = 1820 pies cúbicos $\sqrt{\ }$ — Diseño LRFD C5.4.2.4

$= 1820\sqrt{3{,}0}$

= 3152 ksi

Es = 29000 ksi

norte = $\frac{29000}{3152} = 9.2$ — Utilice n = 9

Para cargas permanentes en los estados límite de Servicio, utilice una relación modular efectiva de 2n. — Diseño LRFD 5.7.1

ser = 78 pulg.

ts = 6 pulg.

tw = 15 pulg.

Como = 6,89 pulg.2

ds = 26,61 pulg.

Suponga que el eje neutro está dentro de la losa.

$$\bar{y} = \frac{(\text{por} \times \bar{y})\frac{\bar{y}}{2} + (nA_s d_s)}{(\text{por} \times \bar{y}) + nA_s}$$

Para norte = 9:

$\bar{y}$ = 5,76 pulgadas (dentro de la losa)

$$I = \frac{1}{12}\text{por}\,\bar{y}^3 + \text{por} \times \bar{y}\left(\frac{\bar{y}}{2}\right)^2 + (nA_s)\left(d_s - \bar{y}\right)^2$$

$$= \frac{1}{12} \times 78 \times 5{,}76^3 + 78 \times 5{,}76 \times \left(\frac{5{,}76}{2}\right)^2 + (9 \times 6{,}89)(26{,}61 - 5{,}76)^2$$

$= 31926$ pulgadas.^{3}

Para 2norte = 18:

$\bar{y}$ = 7,75 pulgadas (fuera de la losa)

Comportamiento de la sección en T ante las tensiones debidas a cargas permanentes:

$$\bar{y} = \frac{\left[(b_{ew} t_s)\left(\bar{y} - \frac{t_s}{2}\right) + t_w \times \bar{y} \times \frac{\bar{y}}{2}\right] + (nA_s)(d_s)}{\left[(b_{ew} t_s) + t_w \times \bar{y}\right] + (nA_s)}$$

Para 2norte = 18:

$\bar{y}$ = 7,9 pulgadas (dentro de la viga)

$$I = \frac{1}{12}(b_{ew})(t_s)^3 + (b_{ew} t_s)\left(\bar{y} - \frac{t_s}{2}\right)^2 + \frac{1}{12} t_w \times (\bar{y})^3 + (t_w \times \bar{y})\left(\frac{\bar{y}}{2}\right)^2 + (nA_s)(d - \bar{y})^2$$

$$= \frac{1}{12}(78)(6)^3 + (78 \times 6)\left(7,9 - \frac{6}{2}\right)^2 + \frac{1}{12} \times 15 \times 7,9^3 + (7,9 \times 15)\left(\frac{7,9}{2}\right)^2 + (18 \times 6,89)(26,61 - 7,9)^2$$

= 56090 pulg.3

Tensión en la armadura de tensión extrema:

Esfuerzo de flexión, $f_n = n \times \frac{M \times 12 \times (h - c_{ov} - \bar{y})}{I}$

f_{LL+IM}	$= 9 \times \frac{324,7 \times 12 \times (30 - 2,5 - 5,76)}{31926}$	= 23,88 ksi	
f_D	$= 18 \times \frac{112,6 \times 12 \times (30 - 2,5 - 7,9)}{56090}$	= 8,50 ksi	
f_s	= fLL + IM + fD = 23,88 + 8,50	= 32,4 ksi	
f_r	= 0,90fy = 0,90 × 33 ksi	= 29,7 ksi	6A.5.4.2.2b

29,7 < 32,4 No es bueno

Relación de estrés:

$$\frac{f_R - f_{DC} - f_{DW}}{F_{LL+IM}} = \frac{29,7 - 8,50}{23,88} = 0,89$$ No es bueno

Alguna mejora respecto al control simplificado, pero no suficiente para permitir el permiso si esto Se aplica una verificación opcional. El camión también tiene un RF < 1,0 bajo flexión.

[illegible]								SU4	SU5	SU6	SU7	[illegible]
Fuerza	Flexura		[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.01	0,93	0,86	0,84	0,83
	Flexión	[illegible]	1.10	–	–	––––––					
Fuerza			–	–	–	–––			–		
			–	–	–	–––			–		
Servicio		–	–	–	–	–––			–		
Servicio		–	–	–	–	–––			–	––	

0.92

1.05

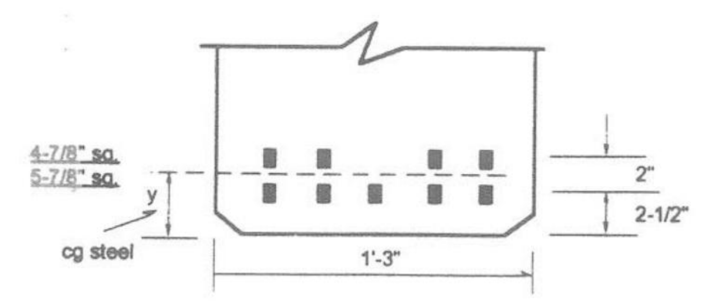
PARTE B— MÉTODOS DE CLASIFICACIÓN DEL FACTOR DE CARGA Y TENSIÓN PERMITIDA

A2B.1—Datos del puente

Consulte el artículo A2A.1 para conocer los datos del puente.

A2B.2—Propiedades de la sección

Encuentra acero cg:



$$y = \frac{4(.766)(2 + 2\text{-}1/2) + 5(.766)(2\text{-}1/2)}{4(.766) + 5(.766)}$$

$y = 3.39''$

$d = 30'' - 3.39 = 26.61''$

$A_{1BAR} = 7/8'' \times 7/8'' = 0.766\ in^2$

$A_s = 9 \times A_{1BAR} = 6.89\ in^2$

Figura A2B.2-1—Disposición del refuerzo de acero

Ancho efectivo de losa (para viga en T): AASHTO 8.10.1.1

1 26 pies 12 pulg./pie
—L = ——————— = 78 pulg.
4 4

o:

CC SPCG 6 pies 6 1/4 pulg. 78,25 pulg.

o:

12 toneladas s = 12 6 pulg. 72 pulg. Controles

ρ = Como / bd eff = 6,89 pulgadas² / (78 pulg. × 26,61 pulg.) = 0.0036

(si hay compresión dentro del ala)

A2B.3—Análisis de carga muerta—Viga interior

Concreto estructural:

0,15 kip/pie³ × 6 pulg. / 12 pulg./pie × 6,52 pies × + (1,25 pies 2,0 pies) 2 6 6 / 2 12 12 1 0,92 kip/pie +

Superposición de CA:

0,144 kip/pie³ × 5 pulg. / 12 pulg./pie 6,52 pies 0,39 kip/pie

digamos 1,3 kip/pie 0,902 0,39 1,292 kip/pie WDL = +=

Momentos intermedios:

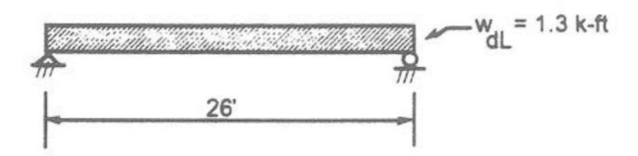


Figura A2B.3-1—Diagrama de carga para carga muerta uniforme

$$M_{DL} = \frac{W_{DL} L^2}{8} = \frac{1{,}3 \text{ kips/pie} \times 26^2 \text{ pies}^2}{8} = 109{,}9 \text{ kip-pie}$$

A2B.4—Análisis de carga viva—Viga interior

Tarifa para vehículo HS-20. Figura 6B.7.2.-1 – C6B

Para HS-20: utilizando la tabla, seleccione de la columna "Sin impacto".

M_L = 111,1 kip-pie (sin impacto y sin distribución)

A2B.5—Clasificación de tensión permitida (6B.4.1, 6B.5.2 y 6B.6.2)

Para este ejemplo, consideramos sólo la sección de momento máximo.

A2B.5.1—Impacto (use el estándar AASHTO) (6B.7.4, AASHTO 3.8.2.1)

$$I = \frac{50}{L + 125} \leq 0{,}30$$

$$I = \frac{50}{26 + 125} = 0{,}33 \quad \text{usar } 0.30$$

A2B.5.2—Distribución (Usar el estándar AASHTO) (6B.7.3, AASHTO 3.23.2.2 y Tabla 3.23.1)

$$DF = \frac{S}{6{,}0}$$ Viga en T de hormigón

$$DF = \frac{6 \text{ pies } 6 \text{ 1/4 pulg.}}{6.0} = \frac{6{,}52 \text{ pies}}{6} = 1.087$$

De este modo:

$$M_{LL} = M_L(1 + I)DF = (111{,}1)(1 + 0{,}30)(1{,}087) = 157 \text{ kip-pie}$$

A2B.5.3—Nivel de inventario (6B.5.2, 6B.6.2.4)

Las tensiones unitarias de inventario se determinan de acuerdo con el Artículo 8.15 de AASHTO, “Método de diseño de carga de servicio”, o se toman de 6B.6.2.4a .

Tensiones permitidas en el inventario: AASHTO 8.15.2.1.1

f_c = 1200 psi = 1,2 ksi 6B.6.2.4.1

[a] Tenga en cuenta que los momentos indicados en el MBE son para una línea de ruedas. Los valores dados en AASHTO son para todo el eje y, por lo tanto, son el doble de los valores de MBE.

Para acero de refuerzo, 6B.6.2.3 controla:

f_s = 18000 psi 18 ksi = (acero desconocido antes de 1954) 6B.6.2.3

Capacidad (enfoque tradicional):

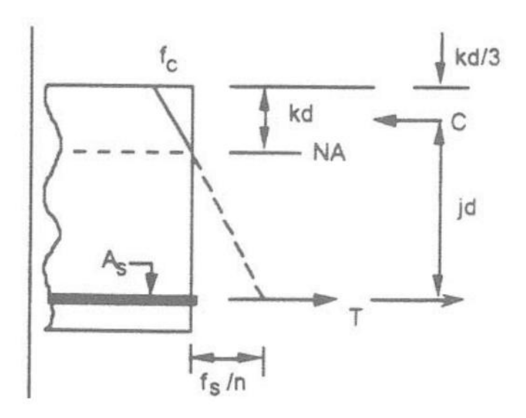


Figura A2B.5.3-1—Diagrama de tensión y fuerza, nts

Las tensiones reales del acero y del hormigón no se conocen y deben encontrarse. Dado que se trata de una viga en T, suponga que el eje es neutro. NA está dentro de la losa. Por tanto, se aplican las fórmulas de vigas rectangulares. Verifique esta suposición más adelante.

Las siguientes fórmulas para el enfoque tradicional fueron referenciadas en el Manual de diseño de hormigón armado. Método de tensiones de trabajo de acuerdo con ACI 318-63, Publicación SP-3 de ACI.

Posición del eje neutro:

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n$$ SP-3 Ec. (2)

dónde:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{6{,}89 \text{ pulgadas.}^2}{(72 \text{ pulg})(26{,}61 \text{ pulg.})}$$ SP-3 Tabla 1

ρ = 0,0036

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

n = 10 6B.6.2.4

$$k = \sqrt{2(0.0036)(10) + ((0.0036)(10))^2} - (0.0036)(10)$$

k = 0,235

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0{,}235}{3} = 0{,}922$$ SP-3 Tabla 1

entonces:

Capacidad si el concreto controla la tensión permitida:

$$M_c = \frac{1}{2} f_c k j b d^2$$

$= \frac{1}{2}(1{,}2 \text{ ksi})(0{,}922)(0{,}235)(72 \text{ pulg.})(26{,}61 \text{ pulg.})^2$

$= 6622{,}8$ kip-pulg. $= 552$ kip-pie

Capacidad si el refuerzo de acero controla la tensión permitida:

$M_s = A_s f_s jd$

$M_s = (6{,}89 \text{ pulg.}^2)(18 \text{ ksi})(0{,}922)(26{,}61 \text{ pulg.})$

$M_s = 3042{,}9$ kip-pulg. $= 253$ kip-pie Controles desde $M_s < M_c$

Verifique el supuesto del eje neutral:

kd = (0.235)(26.61 pulg.) = 6.25 pulg. > 6 pulg. el espesor de la losa NA está debajo de la parte inferior de la losa y ligeramente dentro del alma. Esto podría ignorarse en este caso. Sin embargo, en aras de la exhaustividad, la capacidad se calculará a continuación según la NA debajo de la losa e ignorando la compresión en el concreto del vástago.

$$kd = \frac{2ndA_s + bt^2}{2nA_s + 2bt}$$

$$kd = \frac{2(10)(26{,}61 \text{ pulgadas})(6{,}89 \text{ pulgadas}^2) + (72 \text{ pulgadas})(6 \text{ pulgadas})^2}{2(10)(6{,}89 \text{ pulgadas}^2) + 2(72 \text{ pulgadas})(6 \text{ pulgadas})} = \frac{6258.9}{1001.8}$$

$kd = 6{,}25$ pulg. $d = 26{,}61$ pulg. $k = \frac{kd}{d} = \frac{6{,}25 \text{ pulgadas.}}{26{,}61 \text{ pulg.}} = 0.235$

$$z = \frac{3kd - 2t}{2kd - t}\frac{t}{3}$$

$$z = \frac{3(6{,}25 \text{ pulg.}) - 2(6 \text{ pulg.})}{2(6{,}25 \text{ pulg.}) - 6 \text{ pulg.}}\frac{6 \text{ pulg.}}{3} = \left(\frac{6{,}75 \text{ pulg.}}{6{,}5 \text{ pulgadas.}}\right) 2 \text{ pulg.}$$

Z = 2,077 pulgadas.

$jd = d - Z$

jd = 26,61 pulgadas − 2,077 pulgadas = 24,53 pulgadas

$M_s = A_s f_s jd$

$M_s = (6{,}89 \text{ pulg.}^2)(18 \text{ ksi})(24{,}53 \text{ pulg.}) = 3042{,}2$ kip-pulg.

Ms = 253 kip-pie como antes

(Tenga en cuenta que no se revisó el concreto ya que la capacidad de la sección está limitada por la tensión permitida del acero).

$$RF_I^A = \frac{M - M_{DESHACERSE}}{M_{LL+I}} \qquad \text{Ec. 6B.5.1-1}$$

$$RFI^A = \frac{253 \text{ kip-pie} - 109{,}9 \text{ kip-pie}}{157 \text{ kip-pie}} = 0{,}91$$

A2B.5.4—Nivel operativo (6B.6.2)

Las tensiones operativas permitidas para concreto con f′c = 3000 psi:

cf^{oh} = 1900 psi 1,9 = ksi 6B.6.2.4.1

Para acero de refuerzo:

sf^{oh} = 25.000 psi 25 ksi = (acero desconocido, antes de 1954) 6B.6.2.3

Se aplican las relaciones básicas definidas anteriormente:

Dado que ρ y n no cambian, los términos del eje neutro, k, j y Z no cambian.

De este modo:

señora = sA f jd

= (2 6,89 pulg.)(25 ksi 24,53 pulg.)

= 4225,3 kip-in. 352 = kip-pie

y comprobar la tensión del hormigón para garantizar que el hormigón no controle:

$$F_c = \frac{s\,fk}{n\,(1-k)}$$ SP-3 Tabla 1

$$cf = \frac{25 \text{ ksi}}{10}\,\frac{0.235}{1-0{,}235} = 0{,}77 \text{ ksi} < 1{,}9 \text{ ksi permitidos}$$

Por lo tanto, la capacidad de la sección está controlada por la tensión permitida del acero.

m_{RO} = 352 kip-pie

$$RF_{oh}^A = \frac{M_{Roh} - M_{DL}}{M_{LI+}} = \frac{352 \text{ kip-pie} - 109{,}9 \text{ kip-pie}}{157 \text{ kip-pie}}$$

ORP^A = 1,54

A2B.6—Capacidad de carga basada en la tensión permitida

Inventario: 0,91 36 × 32,8 t = t SA

En funcionamiento: 1,54 36 × 55,4 t = t SA

Para transformar la clasificación HS en clasificación H, multiplique el factor de clasificación HS por la relación entre el momento HS y el momento H:

Para un tramo de 26 pies:

ml^{HS-20} = 111,1 kip-pie

$\rightarrow = M_L^{H\text{-}15}$ 78 kip-pie Apéndice C6B-1

Entonces:

$$M_L^{H\text{-}20} = \frac{20t}{15t} \times 78 \text{ kip-pie} = 104 \text{ kip-pie}$$

y:

$$\text{Relación} = \frac{M_L^{HS\text{-}20}}{M_L^{H\text{-}20}} = \frac{111.1}{104} = 1.068$$

Así, para el camión H-20:

Inventario: $0,91 \times 1,068 \times 20 = 19,4$ t

En funcionamiento: $1,54 \times 1,068 \times 20 = 32,9$ t

A2B.7—Capacidad (enfoque alternativo)

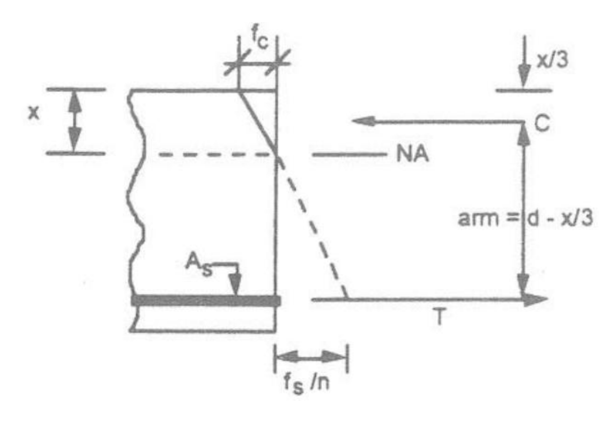


Figura A2B.7-1—Diagrama de tensión y fuerza, nts

Dado que se desconoce la ubicación del eje neutro NA y las tensiones correspondientes en el acero y el hormigón, éstas deben determinarse de acuerdo con los principios de equilibrio de la sección transversal.

1. De las tensiones en la sección transversal usando triángulos similares:

$$\frac{f_c}{x} = \frac{f_s/n}{d-x} \rightarrow f_c = \frac{f_s}{n}\left(\frac{x}{d-x}\right) \quad \text{(A2B.7-1)}$$

2. Suponga que la tensión permitida del acero controla la capacidad de la sección. Esto se comprobará más adelante. Entonces:

$$T = A_s f_s = (6,89 \text{ pulgadas}^2)(18 \text{ ksi}) = 124 \text{ kips}$$

y:

$$C = \frac{1}{2} f_c b x$$

pero:

$$T = C$$

Machine Translated by Google

de este modo:

$$\frac{1}{2} f_c bx = A_s f_s$$

$$x = \frac{A_s f_s}{\frac{1}{2} f_c b} \quad \text{(A2B.7-2)}$$

Resuelve las ecuaciones. 1 y 2 para encontrar la ubicación del eje neutro. Esto se puede hacer mediante prueba y error de la siguiente manera.

Supongamos fs = 18 ksi, es decir, controles de tensión permisibles para el acero.

Pruebe x = 6,0 pulg. Luego, mediante la ecuación. 1:

$$F_c = \frac{f_s}{n} \frac{x}{d - x} = \frac{18 \text{ ksi}}{10} \frac{6{,}0 \text{ pulgadas.}}{26{,}61 \text{ pulg.} - 6{,}0 \text{ pulg.}} = 0{,}524 \text{ ksi} < 1{,}2 \text{ ksi}$$ permitido OK

y por la ecuación. 2:

$$x = \frac{A_s f_s}{\frac{1}{2} f_c b} = \frac{(2\ 6{,}89 \text{ pulgadas})(18 \text{ ksi})}{\frac{1}{2}(0{,}524 \text{ ksi})(72 \text{ pulg.})} = 6{,}57 \text{ pulgadas} \neq 6{,}0$$ ficticio. Intentar otra vez

Pruebe x = 6,25 pulgadas.

$$f_c = \frac{18}{10} \frac{6.25}{26{,}61 - 6{,}25} = 0{,}552 < 1{,}2 \text{ ksi}$$ permitido OK

y:

$$x = \frac{(6.89)(18)}{\frac{1}{2}(0.552)(72)} = 6{,}24 \approx 6{,}25$$ asumió que está bien

3. Dado que x = 6,24 > t = 6,0, NA está debajo de la parte inferior de la losa y ligeramente dentro del alma. Si el alma de hormigón en compresión es descuidado:

$$\text{brazo} \approx d - \frac{x}{3} \text{ para este ejemplo.}$$

$$\text{brazo} \approx 26{,}61 - \frac{6{,}24}{3} = 24{,}53 \text{ pulgadas.}$$

y la capacidad es:

$$M_A = f_s A_s \text{ brazo} = (6{,}89)(18)(24{,}53) = 3042{,}2 \text{ kip-in.} = 253 \text{ kip-pie}$$ como antes

El brazo exacto se puede determinar a partir del diagrama de tensiones del hormigón de la siguiente manera:

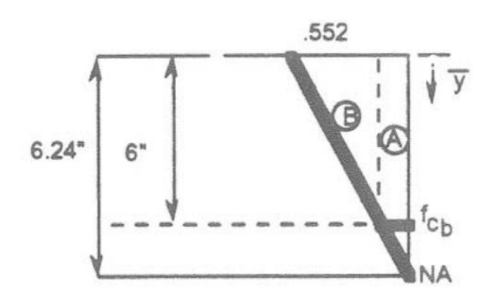


Figura A2B.7-2—Diagrama de tensión del concreto para la porción de losa de viga en T, nts

en la parte inferior de la losa:

$$F_{cb} = \frac{0{,}552\,6}{6.24} = 0.021$$

Luego encuentre el centroide del diagrama de tensiones desde la parte superior de la losa.

$$\bar{y} = \frac{\sum \text{Sí}}{\sum A} = \frac{(0{,}021\,6)\left(\frac{6}{2}\right) + (0{,}552 - 0{,}021\,6)\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{\text{dieciséis}}{23}\right)}{(0{,}021\,6)(\,) + (0{,}552 - 0{,}021\,6)(1)\left(\frac{}{2}\right)}$$

$$\bar{\text{años}} = \frac{3{,}576}{= 1{,}722} = \text{2,08 pulgadas.}$$

brazo 26,61 − 2,08 = 24,53 pulg. como se encontró anteriormente

4. La Capacidad de Operación se podrá encontrar como arriba y será la misma que para el "método tradicional". la calificación Los cálculos no se muestran aquí ya que también serán los mismos que para el método tradicional.

A2B.8—Clasificación de tensión permitida—Tasa para cargas legales AASHTO

ML+I del Apéndice C6B (todos los valores tienen un impacto del 30 por ciento):

Luz	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3	
26 pies	122,4	117,7	100,8	kip-pies

Luz	NRL	SU4	SU5	SU6	SU7	
26 pies	176,2	145.1	158.0	171.1	175,2	kip-pies

Aplicar factor de distribución DF = 1,087

Luz	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3	
26 pies	133,0	127,9	109,6	kip-pies

Luz	NRL	SU4	SU5	SU6	SU7	
26 pies	191,5	157,7	171,7	186.0	190,4	kip-pies

Capacidad de la Sección según lo determinado previamente en B2.5.3 y B2.5.4 respectivamente:

Nivel de inventario MRI = 253 kip-pies Nivel operativo MRO = 352 kip-pies.

Peso muerto MDL = 109,9 kip-pie.

Para el método de tensión permitida A1 = 1,0 y A2 = 1,0 6B.5.2

$$RF_I^A = \frac{\text{mamá soy 1} \quad D}{\text{soy 2}_{LI+}} = \frac{253 \text{ kip-pie } (1,0) 109{,}9 \text{ kip-pie}}{(1.0)\ ^{METRO}LI+}$$ Ec. 6B.5.1-1

$$RF_{oh}^A = \frac{\text{MAMÁ}_{R\ oh} \quad DL}{\text{soy 2}_{LI+}} = \frac{352 \text{ kip-pie } (1,0) 109{,}9 \text{ kip-pie}}{(1.0)\ MLI +}$$

Factores de calificación del método de estrés permitidos:

	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3
Inventario	1,08	1,12	1,31
Operando	1,82	1,89	2,21

	NRL	SU4	SU5	SU6	SU7
Inventario	0,75	0,91	0,83	0,77	0,75
Operando	1,26	1,53	1,41	1,30	1,27

Capacidad de carga en toneladas:

Inventario: RFI^A × peso del vehículo = Cap.Inv.

En funcionamiento: ORF^A × peso del vehículo = Opr.Cap.

Carga	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3
Peso del vehículo	25	36	40
inv. Gorra.	27,0	40,3	52,4
Opr. Gorra.	45,5	68,0	88,4

Carga	NRL	SU4	SU5	SU6	SU7
Peso del vehículo	40	27	31	34,8	38,8
inv. Gorra.	30.0	24,6	25,7	26,8	29,1
Opr. Gorra.	50,4	41.3	43,7	45.2	49.3

A2B.9—Resumen de calificaciones para el método de calificación de estrés permitido

Tabla A2B.9-1 Resumen de clasificaciones para el método de clasificación de acero permitido: viga interior

Carga	HS-20	H-20	Tipo 3	Tipo 3S2 36	Tipo 3-3 40
Peso del vehículo (toneladas)	36	20	25		
Inventario RF	0,91	0,91	1,08	1,12	1,31
Inv. Gorra.	32,8	19,4	27,0	40,3	52,4
Operación RF	1,54	1,54	1,82	1,89	2,21
Opr. Gorra.	55,4	32,9	45,5	68.0	88,4

Carga	NRL	SU4	SU5	SU6	SU7
Peso del vehículo (toneladas)	40	27	31	34,8	38,8
Inventario RF	0,75	0,91	0,83	0,77	0,75
Inv. Gorra.	30,0	24,6	25,7	26,8	29,1
Operación RF	1,26	1,53	1,41	1,30	1,27
Opr. Gorra.	50,4	41,3	43,7	45,2	49,3

A2B.10—Clasificación del factor de carga (6B.4.2, 6B.5.3, 6B.6.3)

Para este ejemplo, consideramos sólo la sección de momento máximo.

A2B.10.1—Impacto (use el estándar AASHTO) (6B.7.4, AASHTO 3.8.2.1)

$$I = \frac{50}{l + 125} \leq 0{,}30$$

$$yo = \frac{50}{26 + 125} = 0{,}33 \quad \text{usar } 0.30$$

A2B.10.2—Distribución (Usar el estándar AASHTO) (6B.7.3, AASHTO 3.23.2.2 y Tabla 3.23.1)

$$DF = \frac{S}{6.0} = \frac{6{,}52 \text{ pies}}{6} = 1.087$$

De este modo:

$$M_{LL+I} = M_{LL} \times (1 + I)\, DF = 111{,}1\,(1 + 0{,}30)\,1{,}087 = 157 \text{ kip-pie}$$

A2B.10.3—Capacidad de la Sección (6B.6.3.2)

Para acero desconocido antes de 1954, fy = 33.000 psi = 33 ksi

Mu se encuentra de acuerdo con los requisitos de resistencia aplicables del Artículo 8.16 de AASHTO.

Considere una sección rectangular con compresión limitada a la losa superior. Luego verifique el requisito 6B.6.3.2 para un 75 por ciento de condición equilibrada.

$$\rho_{máximo} = 0{,}75\rho_{bola} = 0{,}75 \frac{0{,}85\beta_1 F'_c}{F_y} \frac{87000}{87000 + F_y}$$ AASHTO Ec. 8-18

$$\rho_{máximo} = \frac{0{,}85\,(0{,}85\,3000)\,(0{,}75)}{33000} \frac{87000}{33000 + 87000}$$

$$\rho_{actuar} = 0{,}0036 << \rho_{máximo}$$ DE ACUERDO

Entonces:

$$a = \frac{A_s f_y}{0{,}85\, f'_c\, b_{eff}}$$ AASHTO Ec. 8-17

$$a = \frac{(6{,}89 \text{ pulgadas}^2)(33 \text{ ksi})}{0{,}85\,(3 \text{ ksi})\,(72 \text{ pulg.})} = 1{,}24 \text{ pulg.} < 6 \text{ pulg.}$$ OK dentro de la losa

$$M_R = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$ AASHTO Ec. 8-16

$$M_R = (6{,}89 \text{ pulg.}^2)(33 \text{ ksi})\left(26{,}61 \text{ pulg.} - \frac{1.24}{2}\right)$$

MR = 5909 kip-in. = 492 kip-pie

$mu = \varphi M_R$

donde φ = 0,90 AASHTO 8.16.1.2.2

Mu = ×=0,90 492 443 kip-pie.

A2B.10.4—Nivel de inventario (6B.5.1, 6B.6.3)

MDL es el mismo que se estimó para el cálculo de la calificación ASD:

$$R_I^{LF} = \frac{mamá\ soy\ 1_{DL}}{SOY_2\ LI+}$$ Ec. 6B.5.1-1

donde de acuerdo con 6B.5.3:

1A = 1,3

A_2 = 2,17

De este modo:

$$RFI^{LF} = \frac{443\ 1{,}3\ 109{,}9)}{2.17\ 1(57)} = 0{,}88$$

A2B.10.5—Nivel operativo (6B.5.1, 6B.6.3)

$$R_{oh}^{LF} = \frac{mamá\ soy\ 1_{DL}}{soy\ 2\ LI+}$$ Ec. 6B.5.1-1

donde de acuerdo con 6B.5.3:

A1 = 1,3

A2 = 1,3

De este modo:

$$RFO^{LF} = \frac{443\ 1{,}3\ 109{,}9}{1.3\ (57)} = 1.47$$

Capacidad de carga basada en el Método del Factor de Carga, camión HS-20:

Inventario: 0,88 36 31 t = HS t

En funcionamiento: 1,47 36 52 t = HS t

Capacidad de carga basada en el método del factor de carga, camión H-20, donde la relación entre el momento HS y el momento H se determinó en B2.6 como 1,068:

Inventario: 0,88 1,068 20 18,8 t × × = alto t

En funcionamiento: 1,47 1,068 20 31,4 t × × = alto t

A2B.10.6—Resumen de calificaciones para el método de calificación del factor de carga

Tabla A2B.10.6-1—Resumen de clasificaciones para el método de clasificación del factor de carga—Viga interior

	RF	Clasificación HS-20, montones	Clasificación H-20, montones
Inventario	0,88	31,7	18,8
Operando	1,47	52,9	31,4

A2B.10.7—Clasificación del factor de carga—Tasa para cargas legales AASHTO

ML+I del Apéndice A-6B.3 (todos los valores tienen un impacto del 30 por ciento)

Luz	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3	
26 pies	122,4	117,7	100,8	kip-pies

Aplicar factor de distribución DF = 1,087

26 pies	133.0	127,9	109,6	kip-pies

Capacidad de la Sección MU = 443 kip-pies

Peso muerto MDL = 109,9 kip-pie

Para el nivel de inventario, A1 = 1,3 y A2 = 2,17 6B.5.3

$$\text{Inv. FR} = \frac{443 - 1{,}3(109{,}9)}{2{,}17 M_{L}(+I)}$$

Para el nivel operativo, A1 = 1,3 y A2 = 2,17 6B.5.3

$$\text{Opr. FR} = \frac{443 - 1{,}3(109{,}9)}{1{,}3 M_{L}(+I)}$$

Factores de calificación de fuerza:

	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3
Inventario	1,01	1,05	1,22
Operando	1,74	1,81	2,11

Capacidad de carga en toneladas:

Carga	Tipo 3 25	Tipo 3S2 36	Tipo 3-3 40
Peso del vehículo			
inv. Gorra.	25,3	37,8	48,8
Opr. Gorra.	43,5	65,2	84,4

El puente tiene una capacidad de carga de inventario adecuada para cargas legales Tipo 3, 3S2 y 3-3.

A2B.10.8—Clasificación del factor de carga—Tasa para cargas unitarias de Fórmula B

ML+I del Apéndice C6B (todos los valores tienen un impacto del 30 por ciento)

Luz	NRL	SU4	SU5	SU6	SU7	
26 pies	176,2	145.1	158.0	171.1	175,2	kip-pies

Aplicar factor de distribución DF = 1,087

Luz	NRL	SU4	SU5	SU6	SU7	
26 pies	191,5	157,7	171,7	186.0	190,4	kip-pies

Capacidad de la Sección MU = 443 kip-pies

Peso muerto MDL = 109,9 kip-pie

Para el nivel de inventario, A1 = 1,3 y A2 = 2,17 6B.5.3

$$\text{Inv. FR} = \frac{443\ 1{,}\bar{3}\ 109{,}9\qquad)}{2{,}17(ML\ I +}$$

Para el nivel operativo, A1 = 1,3 y A2 = 2,17 6B.5.3

$$\text{Opr. FR} = \frac{443\ 1{,}3\ 109{,}9\qquad)}{1{,}3(ML\ I +}$$

Factores de calificación de fuerza:

	NRL	SU4	SU5	SU6	SU7
Inventario	0,72	0,88	0,81	0,74	0,73
Operando	1,20	1,47	1,35	1,24	1,22

Capacidad de carga en toneladas:

Carga	NRL	SU4	SU5	SU6	SU7
Peso del vehículo	40	27	31	34,8	38,8
inv. Gorra.	28,8	23,8	25,1	25,8	28,3
Opr. Gorra.	48,0	39,7	41,9	43,2	47,3

El puente tiene una capacidad de carga de inventario inadecuada para la carga nominal nominal NRL y las cargas de publicación SU4, SU5, SU6 y SU7.



PARTE

A2C.1

Tabla A2C.1-1

		Clasificación				Clasificación								Clasificación
		Operación		HS-20	H-20					SU5	SU6			
Fuerza	Flexura	0,59	0,76			1.02	1.07	1.25	1.01	0,93	0,86	0,84	0,83	—
	Cortar	0,85	1.10			—	—	——————						—
[illegible]	Flexión		—			—	—	——————						0,792
	Cortar		—			—	—	——————						1.03
Servicio		—	————				—	——————						—
Servicio		—	————				—	——————						
Estrés Admisible	Inv.	—	—		0,97	1.08	1.12	1.31	0,91	0,83	0,77	0,75	0,75	—
	Opr.		—		1,64	1,82	1,89	2.21	1,53	1,41	1.30	1.27	.26	
Factor Carga	Inv.	—	—		0,94	1.01	1.05	1.22	0,88	0,81	0,74	0,73	0,72	—
	Opr.		—		1,57	1.74	1.81	2.11	1.47	1.35	1.24	1.22	.20	—

A2C.2—Referencias

AASHTO. 2002. Especificaciones estándar para puentes de carreteras, 17.ª edición, HB-17. Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte, Washington, DC.

AASHTO. 2007. Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD, cuarta edición, LRFDUS-4-M o LRFDSI-4. Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte, Washington, DC.

ACI. 1963. Manual de diseño de hormigón armado, SP-3. Instituto Americano del Concreto, Farmington Hills, MI.

NCHRP. 2007. Cargas legales de camiones y cargas legales para publicación de AASHTO, Informe NCHRP 575. Junta de Investigación del Transporte, Consejo Nacional de Investigación, Washington, DC.

A3: HORMIGÓN PRETENSADO DE TRAMO SIMPLE: EVALUACIÓN DE UN INTERIOR DE PUENTE CON VIGAS I VIGA (SOLO LRFR)

Nota: Este ejemplo ilustra la clasificación de una viga interior de hormigón pretensado en la mitad del claro para momento, en la sección crítica para el corte y en un cambio en el espaciamiento de los estribos para el corte. El miembro de ejemplo contiene tendones desunidos para ilustrar cómo esto afecta la calificación en el dos lugares de corte.

A3.1—Datos del puente

Durar: 80 pies (Longitud total = 81 pies)

Año de construcción: 1985

Materiales:

Concreto: f'_c = 4 ksi (Cubierta)

f'_c = 5 ksi (haz P/S)

f'_{ci} = 4 ksi (P/S Haz en transferencia)

Acero Pretensado: 1/2 pulg. de diámetro, 270 ksi, torones de baja relajación Aps = 0,153 pulg2 por torón 32 torones de pretensado; diez están despegados en los últimos 12 pies en cada extremo

Estribos: #4 a 9 pulgadas sobre el extremo 20 pies #3 a 12 pulgadas sobre el centro 40 pies Acero de compresión: seis #6

Grado 60 Condición: Sin deterioro, Código NBI Ítem 59 = 6

Superficie de conducción: Desviaciones menores de la superficie (verificadas y documentadas en campo)

ADTT (una dirección) 5000 Sesgar: 0°

Ancho efectivo de brida eb — Diseño LFRD 4.6.2.6.1

Mínimo de: i) 1/4(L)

ii) 12 t_s + mayor de cualquiera t_w o 1/2 b_f arriba

iii) S

i) $\frac{80 \text{ pies}}{4} \times 12 = 240$ pulgadas.

ii) 8,5 pies × 12 pulg./pie + 1/2 × 20 pulg. = 112 pulg.

iii) 8 pies × 12 pulg./pie = 6 pulg. 102 pulg. Gobierna

El ancho efectivo de la brida debe ser = 102 pulg.

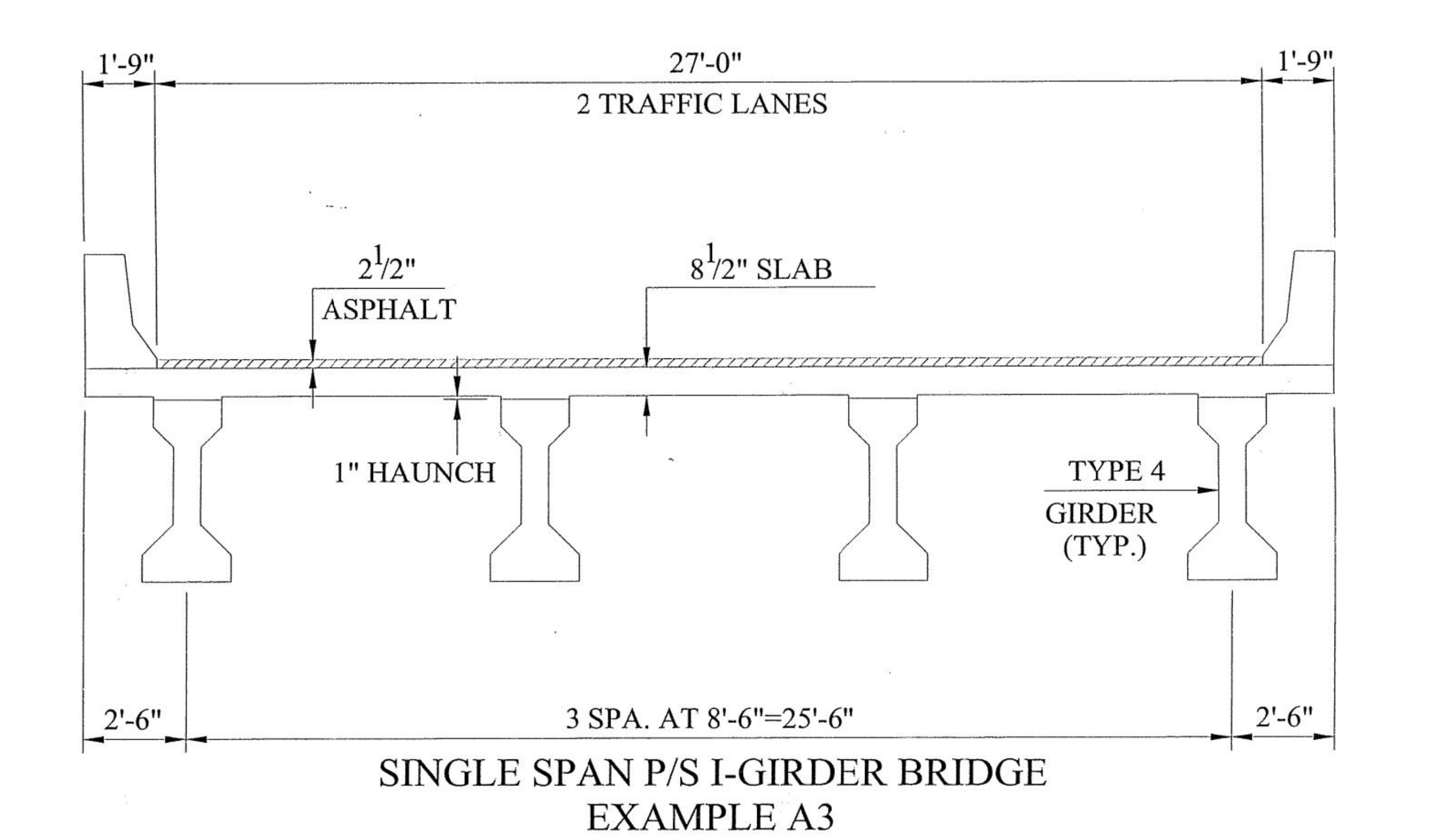
$$E_c = 33000\, W_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$$ Diseño LRFD Ec. 5.4.2.4-1

Para cubierta, $E_c = 33000 \times (0{,}145)^{1.5}\sqrt{4{,}0} = 3{,}64 \times 10^3$ ksi

Para viga P/S, $E_c = 33000 \times (0{,}145)^{1.5}\sqrt{5{,}0} = 4{,}07 \times 10^3$ ksi

relación modular, $n = \frac{E_{cubierta}}{E_{haz}} = \frac{3{,}64 \times 10^3}{4.07 \times 10^3} = 0{,}89$

Ancho transformado, $b_{trans} = 102 \text{ pulg.} \times 0{,}89 = 90{,}8$ pulg.



SINGLE SPAN P/S I-GIRDER BRIDGE
EXAMPLE A3

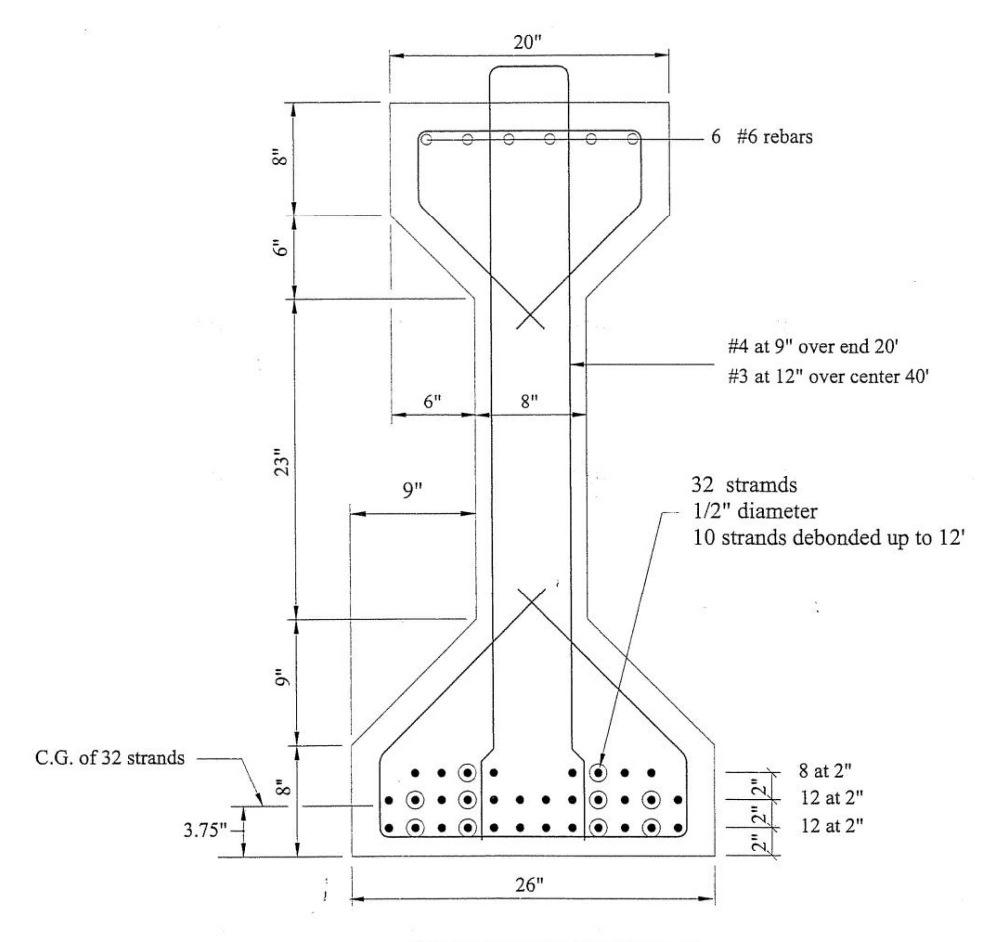


Figura A3.1-2 Sección transversal: viga interior Viga en I tipo 4 AASHTO

A3.2—Resumen de las propiedades de la sección

Viga tipo 4:

h = 54 pulg.

A = 789 pulg.2

I = 260,730 pulgadas4

Yb = 24,73 pulgadas.

Sb = 10,543 pulgadas3

St = 8,908 pulg.3

Sección compuesta

	Área, pulg.2	y, en.	Sí	d	Anuncio2 pulg.4	I0 pulg.4
Haz P/S	789	24,73	19512	17.07	229903	260730
Losa	772	59,25	45741	17.45	235076	4647
Totales	1561		65253		464979	265377

Área de losa = 8,5 pulg. × 90,8 pulg. = 772 pulg.2 (utiliza el espesor total de la losa de la plataforma)

losa _ = 54 pulg. + 1 pulg. + 1/2 × 8,5 pulg. = 59,25 pulg. (incluye cartela de 1 pulg.)

$\bar{y}$ = 65253 ÷ 1561 = 41,80 pulgadas.

d = y – $\bar{y}$

bot y = y = 41,80 pulgadas. arriba y = h – y = 54 pulg. – 41,80 pulg. = 12,20 pulg.

0I losa $= \frac{bh^3}{12} = \frac{90,8\ (8,5)^3}{12}$ = 4,647 pulgadas4

I_{comp} = $\sum \sum I_0$ + Anuncio^2 = 464979 + 265377 = 730356 pulgadas 4

sb $= \frac{I}{y_{bot}}$ = 730356 ÷ 41,80 = 17473 pulg.3 (Parte inferior de la viga)

Calle $= \frac{I}{y_{arriba}}$ 3 = 730356 ÷ 12,20 = 59865 pulgadas. (Parte superior de la viga)

A3.3—Análisis de carga muerta—Viga interior

A3.3.1—Componentes y accesorios, DC

A3.3.1.1—Cargas muertas no compuestas, DC1

Peso propio de la viga: = 0,822 kip/pie Manual de diseño PCI

Diafragmas: = 0,150 kip/pie

Posterior de losa:

8,5 pulgadas 1 pulg. 20 pulgadas 8,5 pies × + × +
0,15 kcf 0,925 kip/pie 2 2 =
12 pulgadas/ pie 144 pulgadas. / pies

Total por viga DC1 = 1,90 kip/pie

V_{DC1} = 1,90 kips/pie × $\frac{80 \text{ pies}}{2}$ = 76 kilos en soporte

$M_{DC1} = \frac{1}{8} \times$ 1,90 kips/pie × (80 pies)^2 = 1520 kip-pie En la mitad del tramo

A3.3.1.2—Carga muerta compuesta, DC2

Barreras de hormigón: Diseño LRFD 4.6.2.2.1

Suponiendo una distribución igual entre 4 haces

( ) 2 × 0,500 kip/pie ÷ 4 = 0,25 kip/pie

V_{DC2} = 0,25 kips/pie × $\frac{80 \text{ pies}}{2}$ = 10 kips en soporte

$M_{DC2} = \frac{1}{8} \times$ 0,25 kip/pie × (80 pies)^2 = 200 kip-pie En la mitad del tramo

A3.3.2—Superficie de desgaste, DW

Superposición de asfalto: $\frac{2,5 \text{ pulgadas.}}{12 \text{ pulgadas/pie}} \times 27 \text{ pies} \times 0,144 \text{ kcf} \div 4 \text{ vigas} = 0,203 \text{ kip/pie}$

El espesor de la superposición no se midió en el campo.

Utilice $\gamma_{DW} = 1.5$

$$V_{DW} = 0,203 \text{ kips/pie} \times \frac{80 \text{ pies}}{2} = 8,12 \text{ kips}$$

en soporte

$$M_{DW} = \frac{1}{8} \times 0,203 \text{ kip/pie} \times 80^2 = 162 \text{ kip-pie}$$

En la mitad del tramo

A3.4—Análisis de carga viva—Viga interior

A3.4.1—Calcular los factores de distribución de carga viva, g

Sección transversal AASHTO LRFD tipo (k)

Diseño LRFD Tabla 4.6.2.2.1-1

Parámetro de rigidez longitudinal, kg:

$$k_g = n\left(I + Ae_g^2\right)$$

$$n = \frac{E_B}{E_D} = \frac{4.07 \times 10^3 \text{ ksi}}{3,64 \times 10^3 \text{ ksi}} = 1.12$$

$A = 789 \text{ pulgadas.}^4$

$I = 260730 \text{ pulgadas.}^4$

$L = 80 \text{ pies}$

$t_s = 8,5 \text{ pulgadas.}$

$e_g = $ canto de viga $- Y_b +$ anca $+ t_s / 2$

$$e_g = (54 - 24,73) + 1 + \frac{8.5}{2}$$

$= 34,52 \text{ pulgadas.}$

$$k_g = 1,12\left(260730 + 789 \times 34,52^2\right)$$

$= 1345038 \text{ in.}^4$

$$\frac{k_g}{12 L t_s^3} = \frac{1345038}{12 \times 80 \times 8,5^3} = 2,28$$

A3.4.1.1—Factor de distribución del momento, gm (Tabla de diseño LRFD 4.6.2.2.2b-1)

Un carril cargado:

$$g_{m1} = 0{,}06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0{,}4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.3}\left(\frac{K_g}{12.0 L t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$= 0{,}06 + \left(\frac{8{,}5}{14}\right)^{0{,}4}\left(\frac{8{,}5}{80}\right)^{0.3}(2.28)^{0.1}$$

$$= 0.514$$

Dos o más carriles cargados:

$$g_{m2} = 0{,}075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0{,}6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0{,}2}\left(\frac{K_g}{12.0 L t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$= 0{,}075 + \left(\frac{8{,}5}{9.5}\right)^{0{,}6}\left(\frac{8{,}5}{80}\right)^{0{,}2}(2.28)^{0.1}$$

$$= 0{,}724 > 0{,}514$$

usar $g_m = 0{,}724$

A3.4.1.2—Factor de distribución de corte, gv (Tabla de diseño LRFD 4.6.2.2.3a-1)

Un carril cargado:

$$g_{v1} = 0{,}36 + \frac{S}{25}$$

$$= 0{,}36 + \frac{8{,}50}{25}$$

$$= 0{,}70$$

Dos o más carriles cargados:

$$g_{v2} = 0{,}2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^2$$

$$= 0{,}2 + \frac{8{,}5}{12} - \left(\frac{8{,}5}{35}\right)^2$$

$$= 0{,}849 > 0{,}70$$

utilizar gv = 0,849

A3.4.2—Calcular los efectos máximos de la carga viva

A3.4.2.1— Carga viva máxima de diseño (HL-93)—Momento en la mitad del tramo

Nota: La regla general para tramos simples que soportan cargas concentradas en movimiento establece que el máximo El momento flector producido por el movimiento de cargas concentradas ocurre bajo una de las cargas cuando esa La carga está tan lejos de un soporte como lo está el centro de gravedad de todas las cargas móviles sobre la viga. el otro soporte. Debe entenderse que localizar la sección crítica precisa y la posición de carga La clasificación depende de la influencia combinada de la carga muerta, la carga viva, la capacidad del miembro y la carga. factores que componen la ecuación general del Factor de Calificación. Por simplicidad y con fines ilustrativos. únicamente, el momento en la mitad del tramo se utiliza para aproximarse mucho al momento máximo. Ver también Ejemplo A1, que ilustra que para una viga con una capacidad de sección constante en toda la región de momento máximo y una luz larga, el factor de clasificación resultante obtenido mediante un análisis refinado produce sólo una pequeña diferencia en comparación con el factor de calificación obtenido del momento máximo aproximado en la mitad del tramo.

Calculado por estática con la carga centrada en el centro del vano:

Momento de carga del carril de diseño = $0,64\text{ klf} \times \frac{(80\text{ pies})^2}{8}$ = 512 kip-pie

Momento de diseño del camión = $\frac{(8\text{ k} \times 32\text{ k} \times 40\text{ pies} + 32\text{ k} \times 26\text{ pies})\,80\text{ pies}}{80\text{ pies}} + \frac{32\text{ k} \times 80\text{ pies}}{4}$ = 1160 kip-pie Gobierna

Momento de los ejes en tándem = 25 38 pies = 950 kip-pie

IM = 33% — Tabla de diseño LRFD 3.6.2.1-1

MLL + IM = 512 + 1160 × 1,33

= 2054,8 kip-pie

Momento de carga viva distribuida en el medio del tramo:

$M_{LL+IM} = 2054.8 \times g_m$

$= 2054{,}8 \times 0{,}724$

$= 1487{,}7$ kip - pies

A3.5—Calcule la resistencia a la flexión nominal en la mitad del tramo

$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - k\frac{c}{d_p}\right)$ — Ec. de diseño LRFD. 5.7.3.1.1-1

k = 0,28 para cordones de baja relajación

f_{pu} = 270 ksi

d_p = distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide del pretensado tendones

	Hilos	y	Hebras × y
Capa 1	12	2	24
Capa 2	12	4	48
Capa 3	8	6	48
Total	32		120

$$\bar{y} = \frac{\text{hebras } \bar{y}}{\text{hebras}} = \frac{120}{32}$$

$\bar{y}$ = 3,75 pulgadas de distancia desde la parte inferior de la viga hasta el centroide de los cordones de pretensado

$$dp = (54 \; 1 \; 8{,}5) \; 3{,}75 \; ++ \; - = 59{,}75 \text{ pulgadas.}$$

c = distancia del eje neutro a la cara de compresión

Para calcular c, supongamos un comportamiento de sección rectangular. (Desprecie cualquier refuerzo no pretensado).

Dado Aps = 0,153 pulg.2 para 1/2 pulg. diámetro de hilos de Baja Relajación:

$$c = \frac{\text{una } f_{pu}}{0{,}85 \; f'_c \; b \; k \; A_{PD} \frac{F_{pu}}{d_{pag}}}$$ Diseño LRFD Ec. 5.7.3.1.1-4

Aps = = 4.896 pulg.2

b = ser = 102 pulg2 (ancho efectivo de brida de la plataforma)

f′c = 4,0 ksi (Resistencia del hormigón de la plataforma)

β1 = 0,85

$$c = \frac{4.896 \text{ pulgadas}^2 \times 270 \text{ ksi}}{0{,}85 \times 4{,}0 \text{ ksi} \times 0{,}85 \times 102 \text{ pulg.} + 0{,}28 \; 4{,}896 \text{ pulg.}^2 \; \frac{270 \text{ ksi}}{59{,}75 \text{ pulgadas.}}}$$ Diseño LRFD 5.7.2.2

a = β1c = 0,85 × 4,39 = 3,73 pulgadas < ts = 8,5 pulgadas. Diseño LRFD 5.7.2.2

Por tanto, el supuesto de comportamiento de la sección rectangular es válido.

$$F_{PD} = 270 \times \left(1 - 0{,}28 \frac{4.39}{59{,}75}\right)$$

$$= 264{,}4 \text{ ksi}$$

Resistencia nominal a la flexión (medio tramo): Ec. de diseño LRFD. 5.7.3.2.2-1

$$mf = {}_{ps\,ps\,p} \; d - \frac{a}{2}$$

$$= 4.896 \times 264{,}4 \left(59{,}75 - \frac{3{,}73}{2}\right)\frac{1}{12}$$

$$= 6244{,}4 \text{ kip-pie}$$

A3.6—Refuerzo máximo 6A.5.6

C6A.5.6

La resistencia factorizada (factor φ) de secciones controladas por compresión. se reducirá de acuerdo con el Artículo 5.5.4.2.1 de Diseño de LRFD. Este enfoque limita la capacidad de las estructuras sobrerreforzadas (compresión). controladas).

La deformación neta por tracción, εt, es la deformación por tracción con resistencia nominal y determinado por la compatibilidad de cepas utilizando triángulos similares. Diseño LRFD C5.7.2.1

Dada una deformación del hormigón permitida de 0,003 y una profundidad al eje neutro c = 4.39 pulgadas y una profundidad desde la fibra de compresión extrema del concreto al centro de gravedad de los cordones de pretensado dp = 59,75 pulg. Diseño LRFD C5.7.2.1

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_t}{d_p - c}$$

$$\frac{0.003}{4{,}39 \text{ pulgadas}} = \frac{\varepsilon_t}{59{,}75 \text{ pulgadas} - 4{,}39 \text{ pulgadas}}$$

$$\varepsilon_t = 0.0378$$

Para εt = 0.0378 > 0.005, la sección está controlada por tensión y El factor de resistencia φ se tomará como 1,0. Diseño LRFD 5.7.2.1, 5.5.4.2

$$P = A_{ps} f_{pe}$$

Pérdidas totales de pretensado $\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$ inmediatamente antes de la transferencia. Diseño LRFD Ec. 5.9.5.1-1

Pretensado efectivo f_{pe} = Pretensado inicial – Pérdidas totales de pretensado

A3.7—Refuerzo mínimo

6A.5.7

La cantidad de refuerzo debe ser suficiente para desarrollar Mr igual al menor de: Diseño LRFD 5.7.3.3.2

1,2 Mcr o 1,33 Mu

Carga	Factor de carga, γ
corriente continua	1,25
DW	1,50
LL	1,75

Tablas de diseño LRFD 3.4.1-1, 3.4.1-2

SEÑOR = Minnesota = (1.0) (6244.4) = 6244.4 kip-pie

1. 1,33Mu = 1,33 [1,75 (1487,7) + 1,25 (1520 + 200) + 1,5 (162)]

= 6645,3 kip-pie > 6244,4 kip-pie No es bueno

2. Mcr = $$S_c (f_r + f_{cpe}) - M_{dnc}\left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1\right) \geq S_c f_r$$ 6A.5.7, Ec. de diseño LRFD. 5.7.3.3.2-1

mdnc = MDC de 1520 kip-pies = 1

Sc = 17473 pulg.3

snc = 10543 pulgadas 3

Módulo de ruptura $f_r = 0{,}37\sqrt{f'_c}$ Diseño LRFD 5.4.2.6

$= 0{,}37\sqrt{5} = 0{,}827$ ksi

fcpe = esfuerzo de compresión en el hormigón debido al pretensado efectivo
fuerza (después de tener en cuenta todas las pérdidas de pretensado) en extremos
Fibra de sección donde la tensión de tracción es causada por factores externos.
cargas aplicadas.

$$F_{cpe} = \frac{P_{pe}}{COMO} + \frac{P_{pe} e}{S_b}$$

donde Ppe = Fuerza efectiva de pretensado

A3.7.1—Determinar la fuerza de pretensado efectiva, Ppe

$$P_{pe} = A_{ps} f_{pe}$$

Pérdidas totales de pretensado $\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$ inmediatamente antes de la transferencia — Diseño LRFD Ec. 5.9.5.1-1

Pretensado efectivo f_{pe} = Pretensado inicial – Pérdidas totales de pretensado

A3.7.1.1—Pérdida debida a acortamiento elástico y/o cargas externas, Δf_{pES} — Diseño LRFD 5.9.5.2.3a

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i e^2}{I} - \frac{M_D e}{I}$$

Pretensado inicial inmediatamente antes de la transferencia = 0,75 fpu para cordones de pretensado de baja relajación — Diseño LRFD Tabla 5.9.3-1

Para estimar Pi inmediatamente después de la transferencia, utilice 0,90 (0,75 fpu) — Diseño LRFD 5.9.5.2.3a

Pi = 0,90 (0,75 270 ksi) 32 0,153 ×× ×

= 892,3 kips

MD = Momento debido al peso propio del miembro en la sección de máximo
Momento (medio tramo)

$$= \frac{1}{8} \times 0{,}822 \times 80^2$$

= 657,6 kip-pie

Yb = 24,73 sección básica de la viga

$\bar{y}$ = 3,75 pulgadas de distancia desde la parte inferior de la viga hasta el centroide de los cordones de pretensado

e = 24,73 – 3,75 = 20,98 pulgadas.

Pi = 0,90 × (0,75 × 270 ksi) 32 × 0,153

excentricidad de los cordones P/S del CG de la viga

Machine Translated by Google

Diseño LRFD 5.4.4.2

F_{cgp} =+ − 2 892,3 892,3 20,98 657,6 12 20,98 ×× / 789 260741 / 260741

=+ 1,131 1,506 0,635

= 2.002 kilos

Ep = 28500 ksi

Diseño LRFD Ec. 5.4.2.4-1

etc. = 33000( )wf 1.5 √ ci

= $33000\,(0{,}145)^{1.5}\sqrt{4.0}$

= 3644 ksi

Diseño LRFD Ec. C5.9.5.2.3a-1

$\Delta f_{pES} = \frac{28500}{3644} \times 2{,}002$

= 15.658 ksi

A3.7.1.2—Estimación aproximada de la suma global de Pérdidas, Δf_{pLT}

Las pérdidas dependientes del tiempo incluyen la contracción del hormigón, la fluencia del hormigón y relajación del acero. Para estimaciones refinadas:

Diseño LRFD Ec. 5.9.5.4.1-1

Δfff +Δ(+Δ pLT pSR pCR pr 1)(+ Δ +fff Δ −Δ pSD pCD id PR pss) df

Para I-Girders, las pérdidas dependientes del tiempo se pueden aproximar mediante:

Diseño LRFD 5.9.5.3

Diseño LRFD Ec. 5.9.5.3-1

ΔF pLT = 10,0 f A pi ps / A 12,0 γ γ + γ γ h st + Δ f PR

Diseño LRFD Ec. 5.9.5.3-2

donde = 1,7 0,01 γh H

Suponiendo una humedad relativa H que oscila entre el 40 y el 100 por ciento.

Para este ejemplo, suponga H = 70% o consulte la Figura de diseño LRFD 5.4.2.3.3-1

=− = 1,7 0,01(70) 1,0 h γ

y:

Diseño LRFD Ec. 5.9.5.3-3

$\gamma_{calle} = \frac{5}{1 + f'_{ci}}$

punto γ = 5 / 1 4 + = 1.0

y:

Δf_{PR} = una estimación de la pérdida de relajación

Δf_{PR} = 2,5 ksi

y:

$$\Delta f_{pi} = 0{,}75 \times 270 = 202{,}5 \text{ ksi}$$

entonces:

$$\Delta f_{pLT} = 10{,}0 \times \frac{202{,}5\ (32 \times 0{,}153)}{789} \times 1{,}0 \times 1{,}0 + 12{,}0 \times 1{,}0 \times 1{,}0 + 2{,}5$$

$$\Delta f_{pLT} = 27.07 \text{ ksi}$$

A3.7.1.3—Pérdidas totales de pretensado, Δf_{PT}

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

Diseño LRFD Ec. 5.9.5.1-1

$$= 15.658 + 27.07$$

$$= 42{,}73 \text{ kilos}$$

f_{pe} = Pérdidas totales de pretensado inicial

$$= 0{,}75 \times 270 - 42{,}73 = 159{,}77 \text{ ksi}$$

$$P_{pe} = 159{,}77 \times 32 \times 0{,}153$$

$$= 782{,}2 \text{ kips}$$

Sustituir en:

$$F_{pb} = \frac{P_{pe}}{\text{COMO}} + \frac{P_{pe}e}{S_b}$$

$$= \frac{782{,}2}{789} + \frac{(782{,}2)\ 20{,}98\ (\ )}{10543}$$

$$= 2.548 \text{ ksi}$$

$$M_{cr} = S_c\left(f_r + f_{cpe}\right) - M_{dnc}\left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1\right) \geq S_c f_r$$ Ec. de diseño LRFD. 5.7.3.3.2-1

$$S_c\left(f_r + f_{cpe}\right) - M_{dnc}\left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1\right) =$$

$$\frac{(0{,}827 + 2{,}548)\,17473}{12} - 1520\left(\frac{17473}{10543} - 1\right) = 3915{,}2 \text{ kip-pie}$$

$$S_c f_r = \frac{17473}{12} \times 0{,}827 = 1204 \text{ kip-pie}$$

Por lo tanto, $M_{cr} = 3915{,}2$ kip-pie y

$1.2 \times M_{cr} = 1.2 \times 3915{,}2$ kip-pie = 4698,2 kip-pie

$1{,}33\,M_u = 6645{,}3$ kip-pie (calculado previamente)

$1{,}2\,M_{cr} < 1{,}33\,M_u$ por lo tanto, $1{,}2\,M_{cr}$ gobierna

$M_r = 6244{,}4$ kip-pie (calculado previamente) 6A.5.7

$M_r = 6244{,}4$ kip-pie > 4698,2 kip-pie OK

Se cumple la prueba de refuerzo mínimo.

A3.8—Calcule la resistencia al corte nominal en la primera sección crítica

Nota: El Artículo 6A.5.9 de este Manual no requiere una evaluación de corte para el carga de diseño y cargas legales si el puente no muestra signos visibles de deterioro por corte. Los cálculos de corte que se muestran aquí para HL-93 tienen fines ilustrativos únicamente.

Ubicación de corte:

La sección crítica para corte cerca de los soportes es la mayor entre dv o 0,5dv cot θ desde la cara del apoyo. Diseño LRFD 5.8.3.2

Profundidad de corte efectiva, dv: Diseño LRFD 5.8.2.9

Máximo de:

i) distancia entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión

ii) 0,9de

iii) 0,72h

La primera sección crítica, mediante inspección, estará dentro de la región del extremo despegado de 12 pies. Se han despegado diez mechones en los extremos.

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0{,}85\, f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$ Ec. LRFD. 5.7.3.1.1-4

$A_{ps} = (32 - 10)(0{,}153) = 3{,}366$ pulgadas^2

b = ser = 102 pulg. (Ancho efectivo del ala de la plataforma)

$\beta_1 = 0{,}85$

$f'_c = 4{,}0$ ksi (Resistencia del hormigón de la plataforma)

k = 0,28 para cordones de baja relajación

$f_{pu} = 270$ ksi

	Hilos	y	Hebras × y
Capa 1	8	2	16
Capa 2	8	4	32
Capa 3	6	6	36
Total	22		84

$$\bar{y} = \frac{\text{hebras} \times y}{\text{hebras}} = \frac{84}{22}$$

distancia desde la parte inferior de la viga hasta el centroide de 22 hilos = 3,82 pulg.

$d_p = (54 + 1 + 8{,}5) - 3{,}82 = 59{,}68$ pulg.

$$c = \frac{3{,}366 \text{ pulgadas}^2 \times 270 \text{ ksi}}{0{,}85 \times 4{,}0 \text{ ksi} \times 0{,}85 \times 102 \text{ pulg.} + 0{,}28 \times 3{,}366 \text{ pulg.}^2 \frac{270 \text{ ksi}}{59{,}68 \text{ pulgadas.}}}$$

c = 3,04 pulgadas. $a = \beta_1 c =$ 2,58 pulgadas.

$$d_v = 59{,}68 - \frac{2.58}{2} = 58{,}4 \text{ pulgadas.}$$

Para establecer la sección de corte crítica supongamos: θ = 30°, una suposición alta es conservadora.

$0{,}5\, d_v \text{cuna}\, \theta = (0{,}5)(d_v)(\text{cuna}30^\circ) = 0{,}87\, d_v < d_v$

Distancia desde la cara del soporte hasta la línea central del rodamiento = 6 pulgadas (almohadillas de rodamiento de 12 pulgadas)

Distancia desde la línea central del rodamiento hasta la sección de corte crítica:

= 58,4 pulg. + 6 pulg. Diseño LRFD 5.11.4

= 64,4 pulgadas.

= 5,37 pies

Machine Translated by Google

A3.9—Corte máximo en la sección crítica cerca de los soportes

Calculado mediante estática con las cargas aplicadas a no menos de 5,37 pies de los soportes.

$V_{TÁNDEM} = 25^k \times \frac{(74,63 \text{ pies} + 70,63 \text{ pies})}{80 \text{ pies}} = 45,4 \text{ kips}$

$V_{CAMIÓN} = \frac{32^k(74,63 \text{ pies} + 60,63 \text{ pies}) + 8^k(46,63 \text{ pies})}{80 \text{ pies}} = 58,8 \text{ kips (Gobierna)}$

$V_{CARRIL} = \frac{0,64 \text{ klf } (74,63 \text{ pies})^2}{2 \times 80 \text{ pies}} = 22,3 \text{ kips}$

SOY = 33%

= 45,4 kips

corte total = $V_{CAMIÓN} \times 1.33 + V_{CARRIL}$ = 100,5 kips

VLL IM+ distribuido = 100,5 kips × 0,849 = 85,3 kips

Cizallas de carga muerta:

De A3.3.1, DC1 = 1,90 kip/pie y DC2 = 0,25 kip/pie

De A3.3.2, DW = 0,203 kip/pie

VCC = (1,90 klf 0,25 klf)(0,5 × 80 pies − 5,37 pies) = 74,5 kips

VDW = (0,203 klf) (0,5 80 pies × 5,37 − pies) = 7,03 kips

A3.10—Calcule la resistencia al corte nominal

La resistencia nominal al corte Vn será la menor de:

$V_n = V_c + V_s + V_p$ — Ecuaciones de diseño de LRFD. 5.8.3.3-1, 5.8.3.3-2

$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p$

V_p = 0,0 ya que se proporcionan tendones rectos

La sección crítica para corte cerca del soporte está a 64,4 pulgadas desde la línea central del rodamiento (dentro de la longitud despegada). Refuerzo transversal proporcionado en sección crítica: estribos verticales #4 a 9 pulgadas. espaciamientos.

Refuerzo transversal mínimo — Diseño LRFD 5.8.2.5

ancho efectivo de red, bv = 8 pulg.

distancia entre estribos, s = 9 pulg.

Barra de refuerzo de grado 60, fy = 60 ksi

$$AV = 0{,}0316\sqrt{F_c}\frac{bs_v}{F_y}$$

$$= 0{,}0316\sqrt{5}\frac{(8)(9)}{60}$$

$$= 0{,}0815 \text{ pulgadas}^2$$

Área proporcionada 2 patas × 0,20 pulg.2 = 0,40 pulg.^{2} > 0,0815 pulg.2 DE ACUERDO

$$V_c = 0.0316\ \beta\sqrt{f}\,bd_{cvv}$$ Ec. de diseño LRFD. 5.8.3.3-3

$$V_s = \frac{Afd_{vyv}\ \text{cuna}\ \theta}{s}$$ para α= 90° Ec. de diseño LRFD. 5.8.3.3-4

0,25 fbd V+= ×× × 0,25 5,0 8 pulgadas pulg. 0,584 kips + = Ec. de diseño LRFD. 5.8.3.3-2

Estas ecuaciones se basan en la teoría del campo de compresión modificada. (MCFT) y requieren la determinación de β y θ mediante análisis detallado. Se puede utilizar un análisis simplificado usando θ = 45° y β = 2,0 para una estimación inicial. evaluación antes de recurrir al MCFT, si es necesario, para posibles mejoras capacidad de corte. C6A.5.9

A3.10.1—Enfoque simplificado

θ = 45° β = 2,0

Concreto: $0{,}0316\beta\ V_c = f\ bd_{cvv}$

Ancho de banda efectivo: b_v = 8 pulg.

Profundidad de corte efectiva: d_v = 58,4 pulgadas.

$$V_c = (0{,}0316)(2{,}0)\sqrt{5{,}0}(8)(58{,}4)$$

= 66,0 kips

Acero:

$$v_s = \frac{Afd_{vyv}\ \text{cuna}\ \theta}{s}$$

#4 a 9 pulgadas.

Av = 2 × 0,20 = 0,40 pulg.^{2}

$$v_s = \frac{(0{,}40)(60)(58{,}4)(\text{cuna } 45)}{9}$$

= 155,7 kips

Resistencia nominal total al corte, Vn:

VVV+ = + csp 66,0 155,7 0,0 + = 221,7 kips

221,7 kips 584 kips, V = 221,7 kips

φVn = 0,9 × 221,7= 199,5 kips

Cortes máximos distribuidos en la sección crítica (HL-93 Inventory Cargando):

VLL IM+ = 85,3 kips

VCC = 74,5 kips

VDW = 7,03 kips

Tablas de diseño LRFD 3.4.1-1, 3.4.1-2

Carga	Factor de carga γ
corriente continua	1.25
DW	1,50
LL	1,75

Corte factorizado:

Vu =+(1,75)(85,3) (1,25)(74,5) (1,5)(7,03)

= 252,8 kips 199,5 kips < 252,8 kips No es bueno

Pruebe el enfoque MCFT.

A3.10.2—Enfoque MCFT

Diseño LRFD Ec. 5.8.2.9-1

Esfuerzo cortante sobre el hormigón:

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$$

$$= \frac{252,8}{(0,9)(8)(58,4)} = 0,601 \text{ ksi}$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{0.601}{5.0} = 0,12 < 0,25$$

DE ACUERDO

En la primera sección crítica para corte (64,4 pulgadas desde la línea central de cojinete)

Momentos de carga viva en la primera sección crítica determinados por la estática:

Camión = $\frac{32 \text{ k } 5{,}37 \text{ pies } (74{,}63 \text{ pies } + 60{,}63 \text{ pies}) + 8 \text{ k } 5{,}37 \text{ pies } (46{,}63 \text{ pies})}{80 \text{ pies}}$ = 315,6 kip-pie

MLANE = $0{,}64 \text{ klf} \times \frac{(74{,}63 \text{ pies})^2}{2 \times 80 \text{ pies}} \times 5{,}37 \text{ pies}$ = 119,6 kip-pie

MLL IM+ = 119,6 kip-pie + 1,33 × 315,6 kip-pie = 539,6 kip-pie

Momento distribuido:

gramo M_{LL+IM} = 0,724 × 539,3 = 390,5 kip-pie

Momentos de carga muerta en la primera sección crítica de corte:

MDC = 0,5 (1,90 klf + 0,25 klf) (5,37 pies) (80 pies − 5,37 pies) = 430,8 kip-pie

MDW = 0,5 (0,203 klf) (5,37 pies) (80 pies − 5,37 pies) = 40,7 kip-pie

Carga	Factor de carga, γ
corriente continua	1,25
DW	1,50
LL	1,75

Diseño LRFD
Tablas 3.4.1-1, 3.4.1-2

Momento factorizado:

mu = (1,75) (390,5) + (1,25) (430,8) + (1,50) (40,7)

= 1282,9 kip-pie

Siguiendo el enfoque del diagrama de flujo de diseño de corte de LRFD y la tabla de diseño de LRFD 5.8.3.4.2-1:

Diseño LRFD
Figura C5.8.3.4.2-5

Longitud de transferencia 60 diámetros de hebra = 30 pulg. < 64,4 pulg.

Como la sección está fuera de la longitud de transferencia, se utiliza el valor total de fpo para calcular la resistencia al corte.

La Teoría de Campos de Compresión Modificada (MCFT) sigue un proceso iterativo:

$\frac{v}{F_c}$ = 0,12 (≤ 0,125, fila 3 de la Tabla de diseño LRFD 5.8.3.4.2-1)

Diseño LRFD
Figura C5.8.3.4.2-5,
Tabla de diseño
LRFD 5.8.3.4.2-1

Supongamos que ε_x ≤ 0,10 (ε_x × 1000 ≤ 0,10) × 10 $^{-3}$

De la Tabla de diseño LRFD 5.8.3.4.2-1 (fila 3, columna 2):

θ = 21,9° b = 2,99

Calcular εx:

Diseño LRFD
Ec. 5.8.3.4.2-1

Diseño LRFD 5.8.3.4.2

$$\varepsilon x = \frac{\left|\frac{M_{tu}}{d_v}\right| + 0{,}5\,N_u + 0{,}5\left|V_u - V_p\right| \text{cuna}\,\theta - A_{ps} f_{po}}{2\left(E_s A_s + E_p A_{ps}\right)} \leq 0.001$$

Aps = 22 × 0,153 = 3,366 pulgadas2

fpo = 0,7 fpu = 0,7 × 270 = 189 ksi

$$\varepsilon x = \frac{\left|\frac{12 \times 1282{,}9}{58{,}4}\right| + 0{,}5\left|252{,}8\right| (\text{cuna } 21{,}9^\circ) - (3.366)(189)}{2(0 + 28500 \times 3{,}366)}$$

= –0,303 × 10–3

Si εx es negativo, se debe recalcular incluyendo la rigidez del hormigón.

Diseño LRFD Figura 5.8.3.4.2-1

A_c = Área debajo / 2 h

= (8)(26) + 1/ 2 (8 + 26)(9) + (10)(8)

= 441 pulgadas²

Diseño LRFD Ec. 5.8.3.4.2-3

$$\varepsilon_x = \frac{\left|\frac{M_{tu}}{d_v}\right| + 0{,}5\,N_u + 0{,}5\left|V_u - V_p\right| \text{cuna}\,\theta - A_{ps} f_{po}}{2\left(E_c A_c + E_s A_s + E_p A_{ps}\right)}$$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{12 \times 1282{,}9}{58{,}4} + (0{,}5)(252{,}8)(\text{cuna } 21{,}9^\circ) - (3{,}366)(189)}{2\left[(4030)(441) + 0 + (28500)(3{,}366)\right]}$$

$= -0.016 \times 10^{-3}$ > supuesto $\varepsilon_x \leq -0{,}10 \times 10^{-3}$

Supongamos que εx ≤ 0

De la Tabla de diseño LRFD 5.8.3.4.2-1 (fila 3, columna 4):

θ= 23,7° β= 2,87

Calcular εx:

$$\varepsilon x = \frac{\frac{12 \times 1282.9}{58{,}4} + (0.5)(252.8)(\text{cuna } 23.7^\circ) - (3.366)(189)}{2\left[(4030)(441) + 0 + (28500)(3{,}366)\right]}$$

= –0,023 × 10–3 < supuesto εx ≤ 0 DE ACUERDO

Nota –0,023 × 10–3 > –0,05 × 10–3 (columna adyacente), no hay más interacciones

Calcular Vn:

Diseño LRFD Ec. 5.8.3.3-3

$V_c = 0{,}0316\,\beta \sqrt{f'_c}\, b_v d_v$

$= (0{,}0316)(2{,}87)\sqrt{5}(8)(58{,}4)$

= 94,75 kips

Machine Translated by Google

$V_s = \frac{Afd_{vyv} \text{ cuna } \theta}{s}$ — Diseño LRFD Ec. 5.8.3.3-4

$= \frac{(0,39)(60)(58,4)(\text{cuna } 23,7^\circ)}{9}$

$= 345,9$ kips

Resistencia nominal total al corte:

$V_{ncs}VV = +$ — Diseño LRFD Ec. 5.8.3.3-1

$= + =$ 94,75 345,9 440,7 kilos

(frente a 217,8 por método simplificado)

$0,25\ f'bd\ V_{\text{vicepresidente curricular}} + = 584$ kips (calculado previamente) — Diseño LRFD Ec. 5.8.3.3-1

440,7 kips < 584 kips, Vn = 440,7 kips

φVn = 0,9 x 440,7 = 396,6 kips

A3.10.3—Verificar el refuerzo longitudinal (Diseño LRFD 5.8.3.5)

Capacidad de tracción del refuerzo longitudinal en el lado de tensión de flexión de el miembro deberá ser proporcionado para satisfacer la ecuación de diseño LRFD. 5.8.3.5-1. "Cualquier falta de pleno desarrollo será contabilizada".

$af_{ps} af_{ps} + \geq re_{si}\ \frac{|MN_{tu}V + ––}{vf}\ V + \frac{tu}{C} \left| \frac{tu}{v}\ V_{pag} \right|\ 0,5\ co_s\ t\ \theta\ 0,5$ — Diseño LRFD Ec. 5.8.3.5-1

Calcule la capacidad de tracción mínima requerida:

$vs = \quad Vu\ 354,8 \text{ kips} \ \frac{}{>} = \frac{252,8}{0,9} =$ 280,9 utilizan 280,9 kips

El lado derecho de la ecuación. 5.8.3.5-1 produce:

$= \frac{|(1255.9)(12)|}{(58.4)(1.0)} +- \left| \frac{252,8}{0,9} \right|\ 0,5(280,9) \text{ cuna } 23,7^\circ$

= 578,0 kips

Duración de la transferencia: — Diseño LRFD 5.11.4.1

ℓt = 60 diámetros de hebra

= 60 × 0,5 pulg. = 30 pulg.

Duración del desarrollo: — Diseño LRFD Ec. 5.11.4.2-1

$\geq d\ \ fd(_{PD}\ \ 2/3) - kf_{pe\ b}$

donde k = 1,6 para miembros pretensados con una profundidad mayor que 24,0 pulgadas.

$_{re\ 3}$ −×2×1=6 (264,4 159−77) 0,5 126,3 pulgadas ≥ ×

Los 22 hilos efectivos en la sección crítica de corte están unidos en toda su extensión. Diseño LRFD 5.11.4.3

longitud de la viga. La sección a 64,4 pulgadas desde la línea central del rodamiento es entre la longitud de transferencia (30 pulgadas desde el extremo de la viga, 26 pulgadas desde la línea central de rodamiento) y la longitud de desarrollo (126,3 pulgadas desde el extremo de la viga, 120,3 pulgadas desde línea central del rodamiento). Utilice un crecimiento lineal en la capacidad de la hebra desde fpe en la longitud de transferencia hasta fps en la longitud de desarrollo. Diseño LRFD 5.11.4.1

ℓpx = 64,4 pulgadas a la sección crítica

Diseño LRFD Ec. 5.11.4.2-3

$$f_{px} = F_{pe} + \frac{\ell_{px} - 60 d_b}{\ell_d - 60 d_b}(f_{ps} - f_{pe})$$

$$f_{px} = 159{,}77 + \frac{64{,}4 - 30}{126{,}3 - 30}(264{,}4 - 159{,}77) = 197{,}15$$

El lado izquierdo de la ecuación. 5.8.3.5-1 produce:

$$= 2\, f_{px} A_{ps} = 2 \times 197{,}15 \text{ ksi} \times 3{,}366 \text{ pulg.} = 663{,}6 \text{ kips}$$

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0{,}5 V_s \right) \cot \theta \text{ se reduce a}$$

663,6 kips ≥ 578,0 kips DE ACUERDO

A3.11—Calcule la resistencia al corte nominal en el cambio de estribo/cuarto de punto (6A.5.9) C6A.5.9

Es necesario comprobar el corte en varias ubicaciones. Normalmente, los lugares cercanos al Un cuarto de punto podría ser crítico porque el momento correspondiente puede ser bastante bajo.

(20 pies desde la línea central del rumbo)

La profundidad de corte efectiva, dv, se basa en 32 hilos.

→ comprobar la duración de la transferencia Diseño LRFD 5.11.4

60 diámetros de hebra = 30 pulg.

longitud despegada = 12 pies

Los 32 hilos están unidos a: 12 pies + 30 pulgadas = 14,5 pies < 20 pies OK

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$ Diseño LRFD 5.8.2.9

$$d_e = h - \bar{y} = 63{,}5 - 3{,}75 = 59{,}75 \text{ pulg.}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

a = 3,73 pulgadas (del artículo A3.5 de este ejemplo)

dv no necesita ser menor que el mayor de los límites mínimos de profundidad de corte efectiva 0.9de o 0,72h.

d_v = 57,89 pulgadas > 0,9 d_e = 53,78 pulgadas.

> 0,72 h = 45,72 pulg.

Si basamos dv en: Ec. de diseño LRFD. C5.8.2.9-1

$d_v = \frac{METRO}{af_{sf} + af_{ps ps}}$

incluyendo los efectos del desarrollo, entonces:

$d_v = \frac{6244,4 \text{ kip-pie} \times 12 \text{ pulg./pie}}{0\,32\,(0,153 \text{ pulgadas } 264,4 \text{ ksi} + \times)\,2} = 57,89 \text{ pulgadas.}$

A3.12—Cizalla máxima en el cambio de estribo

(20 pies desde la línea central del rumbo)

para carga HL-93

Calculado por estática con las cargas aplicadas a no menos de 5,37 pies del soporte.

VTÁNDEM = $k\,25 \times \frac{(60 \text{ pies} + 56 \text{ pies})}{80 \text{ pies}} =$ 36,25 kips = 36,25 kips

VCAMION = $\frac{32^k\,(60 \text{ pies}) + 46 \text{ pies} + 8^k\,(32 \text{ pies})}{80 \text{ pies}}$ = 45,6 kips Gobierna

VLAN = $\frac{0,64 \text{ klf}\,(60 \text{ pies})^2}{2 \times 80 \text{ pies}}$

IM = 33%

VLL + mensajería instantánea = 14,4 + 1,33 × 45,6 kips = 75,05 kips

g distribuido $_v$ = 0,849

gramo V + =×= LL IM 0,849 75,05 63,7 kips

Cizallas de carga muerta:

De A3.3.1, DC1 = 1,90 kip/pie y DC2 = 0,25 kip/pie

De A3.3.2, DW = 0,203 kip/pie

VCC = (1,90 klf + 0,25 klf)(0,5 × 80 pies − 20 pies)

VCC = 38 + 5 = 43 kips

VDW = (0,203klf) (0,5 × 80 pies − 20 pies)

VDW = 4,1 kips

Refuerzo transversal mínimo:

Ancho de banda efectivo: Ec. de diseño LRFD. 5.8.2.5-1

bv = 8 pulg.

Espaciado de refuerzo transversal:

s = 12 pulg.

$A_v = 0{,}0316 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{F_y}$

$A_v = 0.0316\sqrt{5}\frac{(8)(12)}{60} = 0{,}113$ pulg.2

Área proporcionada 2 # 3 = 2 (0,11) = 0,22 pulg² > 0,113 pulg² DE ACUERDO

A3.12.1—Enfoque simplificado

θ = 45°

b = 2,0

Concreto:

$V_c = 0{,}0316 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$ Ec. de diseño LRFD. 5.8.3.3-3

Profundidad de corte efectiva:

dv = 57,89 pulg.

$V_c = (0{,}0316)(2{,}0)\sqrt{5{,}0}(8)(57{,}89)$
$= 66{,}0$ kips

Acero:

$V_s = \frac{A_v f_y d_v \text{cuna}\, \theta}{s}$

#3 a 12 pulgadas.

Av = 2 (0,110) = 0,22 pulg2

$V_s = \frac{(0{,}22)(60)(57{,}89)\text{cuna } 45^\circ}{12}$

Vs = 63,7 kips

Resistencia nominal total al corte:

$V_n = V_c + V_s$
$= 65{,}4 + 63{,}7 = 129{,}1$ kips

$0{,}25 f'_c b_v d_v + V_p = 0{,}25 \times 5{,}0 \times 8{,}0 \times 57{,}89 = 578{,}9$ kips Ec. de diseño LRFD. 5.8.3.3-2

129,1 kips < 578,9 kips Vn = 129,1 kips

φVn = 0,9x129,1 = 116,2 kips

Vu de corte factorizado:

Vu = 1,75 (63,7) 1,25 (43) 1,5 (4,1) 171,4 kips + +=

116,2 kips < 171,4 kips No es bueno

Pruebe el enfoque MCFT.

A3.12.2—Enfoque MCFT

Esfuerzo cortante sobre el hormigón:

$$v = \frac{V_u - V_p}{b d_v} = \frac{172{,}6}{(0{,}9)(8)(57{,}89)} = 0{,}414 \text{ ksi}$$ Diseño LRFD Ec. 5.8.2.9-1

$$\frac{v}{F'_c} = \frac{0.414}{5} = 0{,}0828 < 0{,}25$$ DE ACUERDO

En el cambio de estribo:

$$M_{TRUCK} = \frac{k\ 32 \times 20 \text{ pies } (60 \text{ pies} + 48 \text{ pies}) + 8 \times 20 \text{ pies } (32 \text{ pies})}{80 \text{ pies}} = 912{,}0 \text{ kip-pie}$$

$$M_{LANE} = 0.64\text{klf} \times \frac{(2\ 60 \text{ pies})}{2 \times 80 \text{ pies}} \times 20 \text{ pies} = 288 \text{ kip-pie}$$

MLL + mensajería instantánea = 288kip-pie 1,33 912kip-pie = 1501 kip-pie

gmMLL + IM = (0,724) (1501) = 1087 kip-pie

MDC = 0,5 (1,90 klf + 0,25 klf) (20 pies) (80 pies – 20 pies) = 1290 kip-pie

MDW = 0,5 (0,203 klf) (20 pies) (80 pies – 20 pies) = 121,8 kip-pie

mu = 1,75 (1087) + 1,25 (1290) + 1,5 (121,8)

= 3697,5 kip-pie

Siguiendo el enfoque del diagrama de flujo de diseño de corte de LRFD y la tabla de diseño de LRFD 5.8.3.4.2-1: Diseño LRFD 5.8.3.4.2

Comprobar el límite superior de corte Vn

0,25 f'bd V+= ×× × 0,25 5,0 8 pulg. 57,89 pulg. 578,9 kips + = (vicepresidente curricular) Ec. de diseño LRFD. 5.8.3.3-2

$\frac{v}{F'_c}$ = 0,0828 ≤ 0,100 (2ª fila) Diseño LRFD Figura C5.8.3.4.2-5, Tabla 5.8.3.4.2-1, 5.8.3.4.2

Aps = 32 × 0,153 = 4,896 pulgadas²

fpo = 0,7 f_{pu} = 0,7 × 270 = 189 ksi

Diseño LRFD
Ec. 5.8.3.4.2-1

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{|M_{tu}|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5|V_u - V_p|\cot\theta - A_{ps}f_{po}}{2(E_sA_s + E_pA_{ps})} \le 0.001$$

(METRO tu ... NV V Af 0,5 0,5 cuna ... arriba ... PD: po)

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{(12)(3697.5)}{57.89} + 0.5(172.6)\text{cota }\theta - (4.896)(189)}{2(0 + 28500 \times 4,896)} \le 0.001$$

$\varepsilon_x =$ 0,3092 10 $\times$ $^{-3}$ cuna θ $-$ 0,5694 10 $\times$ $^{-3}$

Supongamos εx ≤ 0,125 × 10–3 (εx × 1000 ≤ 0,125)

De la Tabla LRFD 5.8.3.4.2-1 (fila 2, columna 5):

θ= 24,9 ° β = 2.91

ε x = 0,3092 10 $\times$ $^{-3}$ cuna 24,9° $-$ 0,5694 10 $\times$ $^{-3}$ = 0.0967 10 $^{-3}$

El εx calculado es menor que el supuesto pero no menor que el valor de εx adyacente 0.0, la suposición no fue demasiado conservadora DE ACUERDO

Calcular Vn:

Diseño LRFD
Ec. 5.8.3.3-3

$V_c = 0{,}0316\,\beta\sqrt{f'_c}\,b_v d_v$

$V_c =$ (0,0316)(2,75) $\sqrt{5}$(8)(57,89) = 90,0 kips

Diseño LRFD
Ec. 5.8.3.3-4

$V_s = \frac{A_v f_y d_v \text{ cuna }\theta}{s}$

$V_s = \frac{(0{,}22)(60)(57{,}89)(\text{cuna } 24{,}9^\circ)}{12} =$ 137kips

Diseño LRFD
Ec. 5.8.3.3-1

$V_n = V_c + V_s =$ 90.0 + 137

$V_n =$ 227 kips

$0{,}25 f'_c b_v d_v + V_p$ = 578,9 kips (calculado previamente) (vicepresidente curricular)

227 kips < 578,9 kips por lo tanto Vn = 227 kips

φVn = 0,9 × 227 = 204,3 kips

A3.12.3—Verificar el refuerzo longitudinal (Diseño LRFD 5.8.3.5)

Diseño LRFD
Ec. 5.8.3.5-1

$$A_{ps}f_{ps} + A_s f_y \ge \frac{|M_{tu}|}{d_v \phi_f} + 0.5\frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left|\frac{V_u}{\phi_v} - V_p\right| - 0.5V_s\right)\cot\theta$$

vs = 137kips <= Vu 172,6 / 0,9 191,8 utiliza 137 kips

El lado derecho de la ecuación. 5.8.3.5-1 produce:

= (3697,5)(12) / (57,89)(1,0) + 172,6 / 0,9 − 0,5 (137) cuna 24,9 °= 1032 kips

Los 20 hilos completamente adheridos se desarrollan completamente en esta ubicación. Diseño LRFD 5.11.4.3

(pies por segundo = 264,4 ksi). A medida que se despega una porción de las diez hebras restantes, sus
La longitud de desarrollo desde el final de la zona despegada se calcula mediante LRFD.
Ecuación de diseño. 5.11.4.2-1 con k = 2,0.

≥d (− kf 2/3) fd pe b — Diseño LRFD Ec. 5.11.4.2-1

≥×2-2 (264,4 159,77) 0,5 157,9 pulgadas d = 3

Verifique que los hilos despegados estén completamente desarrollados en el lugar de cambio del estribo.

157,9 pulgadas + 12 pies = 25,2 pies > 20 pies

Por lo tanto, las hebras no están completamente desarrolladas y se debe determinar el fpx.

Usando un aumento lineal de fpe en la longitud de transferencia a fps en la longitud de desarrollo

Desde el final de las zonas despegadas

pixeles = (20 pies 12 pies) 12 pulg./pie 96 pulg.

F =+159,77 pixeles 96 30 / − (264,4 159,77) 213,8 ksi 157,9 30

Entonces, el lado izquierdo de la Ec. 5.8.3.5-1 produce:

= 264,4 22 0,153 213,8 10 0,153 1217 kips DE ACUERDO

af af ps ps + |MNV + −− vf 0,5 V 0,5 co t θ ≥ + vsd c v s — Ec. de diseño LRFD. 5.8.3.5-1

se reduce a: 1217 kips ≥ 1032 kips DE ACUERDO

A3.12.4—Resumen

Tabla A3.12.4-1—Resumen de momentos y cortantes

Ubicación	Soporte	Crítico Cortar	Cambio de estribo	Intervalo
SG	0.0	0.067	0,25	medio 0,5
X, pies	0,0	5,37	20	40
VDC1, kips	76	65,8	38	—
VDC2, kips	10	8,7		—
VDW, kips	8,12	7,03	5 4,1	—
gmVLL + IM, kips	— 85,3 —	221,7 —	63,7	—
Vn, kips, simplificado	440,7 —	380,7	129,1 — 22	7 1140
Vn, kips, MCFT				—
MDC1, kip-pie				1520
MDC2, kip-pie	— 50,1 1	50 200 — 40,7 1	21,8 162 — 390,5	1087
MDW, kip-pie	1487,7 —	— 6244,4		
gmMLL + IM, kip-pie				
Mn, kip-pie	—			

A3.13—Ecuación general de clasificación de carga (6A.4.2)

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_{P})(P)}{(\gamma_{L})(LL + IM)}$$ Ec. 6A.4.2.1-1

A3.13.1 Factores de evaluación (para el estado límite de resistencia)

A3.13.1.1—Factor de resistencia, φ (Diseño LRFD 5.5.4.2.1)

φ = 1,0 para flexión (previamente determinada como una sección controlada por tensión; consulte el Artículo A3.6)

φ = 0,9 para corte

A3.13.1.2—Factor de condición, φ_c (6A.4.2.3)

φ_c = 1,0 Sin deterioro del miembro, NBI Item 59 Código = 6

A3.13.1.3—Factor del sistema, φ_s (6A.4.2.4)

φ_s = 1,0 Puente de 4 vigas con espaciamiento > 4 pies

A3.13.2—Clasificación de carga de diseño (6A.4.3)

A3.13.2.1— Estado límite de resistencia I (6A.5.4.1)

$$RF = \frac{(\varphi_c)(\varphi_s)(\varphi) R_n - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_{L})(LL + IM)}$$

A3.13.2.1a—Nivel de inventario

Tabla 6A.4.2.2-1

Carga	Factor de carga
corriente continua	1.25
DW	1,50 El espesor de la superposición no se midió en el campo.
LL	1,75

Flexión en el centro del tramo:

$$RF = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(6244,4) - [(1,25)(1520 + 200) + (1,5)(162)]}{(1,75)(1487,7)}$$

$= 1,48$

Los factores de clasificación de corte para la clasificación de carga de diseño se calculan a modo ilustrativo. fines únicamente. Puentes de hormigón en servicio que no muestran signos visibles de corte No es necesario verificar la tensión para detectar corte durante la carga de diseño o las capacidades de carga legales. 6A.5.9

Corte en la primera sección de corte crítica (64,4 pulgadas desde la línea central del rodamiento):

1. Enfoque simplificado

$$RF = \frac{(1,0)(1,0)(0,9)(221,7) - [(1,25)(65,8 + 8,7) + (1,50)(7,03)]}{(1,75)(85,3)}$$

$= 0,64$

2. MCFT

$$RF = \frac{(1,0)(1,0)(0,9)(440,7) - [(1,25)(65,8 + 8,7) + (1,50)(7,03)]}{(1,75)(85,3)}$$

$= 1,96$

Corte en el cambio de estribo (20 pies desde la línea central del rodamiento):

1. Enfoque simplificado

$$RF = \frac{(1,0)(1,0)(0,9)(129,1) - [(1,25)(38 + 5) + (1,50)(4,1)]}{(1,75)(63,7)}$$

$= 0,51$

2. MCFT

$$RF = \frac{(1,0)(1,0)(0,9)(227) - [(1,25)(38 + 5) + (1,50)(4,1)]}{(1,75)(63,7)}$$

$= 1.30$

A3.13.2.1b—Nivel operativo

Para el nivel operativo de Fuerza I, solo cambia el factor de carga viva; por lo tanto, el factor de calificación se puede calcular mediante proporciones directas.

Tabla 6A.4.2.2-1

Carga	Factor de carga,
corriente continua	γ 1,25
DW	1,50
LL	1.35

Flexión en el centro del tramo:

$RF = 1,48 \times \frac{1,75}{1.35}$

$= 1,92$

Corte: La capacidad de corte del hormigón pretensado depende de la carga. Por lo tanto, el cambio en el factor de clasificación utilizando MCFT no será lineal con el cambio en el factor de carga viva. La capacidad de carga de diseño operativo para corte no es ilustrado aquí.

Este ejemplo ha ilustrado el cálculo del factor de clasificación de corte con la verificación de fluencia longitudinal en la primera sección crítica para corte y en un cambio de estribo. Debido a la variación de las resistencias al corte a lo largo de esta viga en I de concreto pretensado, no es seguro que estas dos ubicaciones gobiernen el estado límite de Resistencia I. Se debe realizar una evaluación sistemática de los criterios de fluencia cortante y longitudinal basados en la interacción momento cortante a lo largo de la viga.

La clasificación de flexión debe verificarse en las secciones de momento máximo y en las secciones donde hay cambios en la resistencia a la flexión.

Los controles realizados para el refuerzo mínimo y máximo también variarán a lo largo de la longitud; Se requiere que estas comprobaciones se cumplan en cada sección transversal en la especificación de diseño de LRFD.

A3.13.2.2— Estado límite del Servicio III (Nivel de inventario) (6A.5.4.1)

$RF = \frac{F_R - (\gamma_D)(f_D)}{(\gamma_L)(F_{LL+IM})}$

Resistencia a la flexión $f_R = f_{pb}$ + Esfuerzo de tracción admisible

F_{pb} = Esfuerzo de compresión debido al pretensado efectivo

= 2,548 ksi (del Artículo A3.7.1.3 de este ejemplo)

Esfuerzo de tracción permitido $= 0,19 \sqrt{f'_c}$ Diseño LRFD 5.9.4.2.2

$= 0,19 \sqrt{5}$

$= 0,425$ ksi

$Rf = 2,548 + 0,425$

$= 2.973$ ksi

Determine las tensiones de carga muerta en la mitad del tramo:

De A3.3.1, MDC1 = 1520 kip-pie y MDC2 = 200 kip-pie

De A3.3.2, MDW = 162 kip-pie

Desde A3.2, Sb (nc) =10543 pulg.3 Sb (comp) =17473 pulg.3

$F_{DC} = \frac{1520 \times 12}{10543} + \frac{200 \times 12}{17473} = 1,87$ ksi

$F_{DW} = \frac{162 \times 12}{17473} = 0,11$ ksi

Total f_D = 1,98 kilos

Tensión de carga viva en la mitad del tramo:

De A3.4.2, MLL + IM = 1487,7 kip-pie

De A3.2, Sb (comp) =17473 pulg.3

$$F_{LL+IM} = \frac{1487{,}7\ (12)}{17473} = 1{,}02\ \text{ksi}$$

$$RF = \frac{2{,}973\ (1{,}0)(1{,}98)}{(0{,}8)(1{,}02)}$$

= 1,22

A3.13.3—Clasificación de carga legal (6A.4.4)

Capacidad de carga de diseño del inventario RF > 1,0, por lo tanto, las capacidades de carga legales no deben realizarse y no se requiere publicación. 6A.4.3.1

A3.13.4—Clasificación de carga permitida (6A.4.5)

Tipo de permiso: Especial, viaje único, mixto con tráfico, sin acompañante

Peso permitido: 220 kips

El vehículo con permiso se muestra en el Ejemplo A1, Figura A1A.1.10-1.

ADTT (una dirección): 5000

Del análisis de carga viva por programa informático:

MLL máximo no distribuido = 2950,5 kip-pie

VLL máximo no distribuido = 157,9 kips

A3.13.4.1—Estado límite de resistencia II (6A.5.4.2.1)

Carga	Factor de carga, γ
corriente continua	1.25
DW	1,5
LL	1,50

Tablas de diseño LRFD 3.4.1-1, 3.4.1-2; Tabla 6A.4.5.4.2a-1

Utilice el factor de distribución de un carril y divida la presencia múltiple de 1,2 factor. 6A.4.5.4.2b

$$g_{m1} = 0.514 \times \frac{1}{1.2} = 0.428$$ 6A.4.5.5

$$g_{v1} = 0{,}70 \times \frac{1}{1.2} = 0.583$$

IM = 20 % (Condición de la superficie de conducción verificada mediante inspección: desviaciones menores)

Machine Translated by Google

Efecto máximo de carga viva:

MLL + IM = (2950,5) (0,428) (1,20)

= 1515,4 kip-pie en la mitad del tramo

VLL + mensajería instantánea = (157,9) (0,583) (1,20)

= 110,5 kips

Los factores φ son los mismos que los de los cálculos de diseño. Véase el Artículo A3.13.1.

A3.13.4.1a—Flexión

$$RF = \frac{(1,0)(1,00)(1,0)(6244,4) - [(1,25)(1520 + 200) + (1,5)(162)]}{(1.5)(1515.4)}$$

$= 1,69 > 1,0$ DE ACUERDO

Se requiere una evaluación de corte para la clasificación de carga permitida. 6A.5.9

A3.13.4.1b—Cizalla (usando MCFT)

$$RF = \frac{(1,0)(1,0)(0,9)(440,7) - [(1,25)(72,0) + (1,50)(6,7)]}{(1,5)(110,5)}$$

$= 1,79 > 1,0$ DE ACUERDO

Resistencia al corte tomada de HL-93. Aceptable y conservadora siempre y cuando Mu y Vu para HL-93 son ambos ≥ Mu y Vu para permiso. Debe recalcularse si los valores de los permisos son mayores.

A3.13.4.2—Estado límite de servicio I (opcional) (6A.5.4.2.2b)

$\gamma_L = \gamma_{DC} = \gamma_{DW} = 1,0$ Tabla 6A.4.2.2-1

Se deben utilizar los métodos de análisis de distribución de LRFD descritos en el Artículo 4.6.2 de Diseño de LRFD. 6A.4.5.4.2a

$mg = 0,724$

Efecto de carga dinámica distribuida:

Momentos de carga muerta en el medio del tramo:

De A3.3.1, MDC1 = 1520 kip-pie y MDC2 = 200 kip-pie

De A3.3.2, MDW = 162 kip-pie

$M_{LL+IM} = (2950.5)(0.724)(1.2) = 2563.4$ kip-pie

$M_{DC} + M_{DW} + M_{LL+IM} = (1520 + 200) + 162 + 2563,4 = 4445,4$ kip-pie

A3.13.4.2a—Verificación simplificada usando 0,75 Mn (C6A.4.2.2.2)

Resistencia nominal a la flexión: Mn = 6244,4 kip-pie (use resistencia nominal, no factorizada)

$0,75\, M_n = 0,75 \times 6244,4 = 4683,3$ kip-pie > 4445,4 kip-pie DE ACUERDO

Relación de momentos = $\frac{0{,}75 \text{ millones}}{M_{DC} + M_{DW} + M_{LL+IM}} = \frac{4683{,}3}{4445.4} = 1{,}05 > 1{,}0$ DE ACUERDO

A3.13.4.2b—Verificación refinada usando 0.9fy

Calcule la tensión en el refuerzo exterior en Midspan. Estrés debido a momentos superiores a los El momento de fisuración actúa sobre la sección fisurada. Los momentos hasta el momento de agrietamiento provocan tensiones en la armadura iguales al pretensado efectivo.

$$f_R = 0{,}9 f_y = 0{,}9(0{,}9 F_{pu}) = 0{,}9(0{,}9 \times 270) = 218{,}7 \text{ ksi}$$ 6A.5.4.2.2b, Cuadro 6A.5.4.2.2b-1

Mcr = 3915,2 kip-pie (calculado previamente; consulte el Artículo A3.7.1.3)

Pretensado efectivo: (0,75 × 270 – 42,73) = 159,77 ksi (calculado previamente; consulte el Artículo A3.7.1.3)

$$M_{DC} + M_{DW} + M_{LL+IM} - M_{cr} = 4445{,}4 - 3915{,}2 = 530{,}2$$

Propiedades de la sección para la sección compuesta agrietada:

btrans = 102 pulgadas × 0,89 = 90,8 pulgadas (ver Artículo A3.2)

h = 54 pulg. + 1 pulg. + 8,5 pulg. = 63,5 pulg.

Aps = 32 × 0,153 pulg.2 = 4,896 pulg.2

Relación modular, norte:

$$n = \frac{E_{PD}}{E_{haz}} = \frac{28{,}5 \times 10^3}{4.07 \times 10^3}$$

Atrans = 4,896 pulgadas 2 × 7 = 34,3 pulgadas.^{2}

y = 3,75 pulgadas (ver Artículo A3.5)

Hilo exterior y = 2 pulg.

Suponga que el eje neutro está en la losa.

$$c = \frac{\frac{c}{2}(b_{trans})(c) + (h - y)A_{trans}}{(b_{trans})(c) + A_{trans}}$$

$$c = \frac{\frac{c}{2}(90{,}8)(c) + (63{,}5 - 3{,}75)(34{,}3)}{(90{,}8)c + 34{,}3}$$

$$45{,}4c^2 + 34{,}3c - 2049{,}4 = 0$$

Resolviendo para c:

$$c = \frac{-45,3 \pm \sqrt{45,3^2 - 4(\ )(-\ )}}{2(45,4)}$$

(−45,3 4204344 ± 45,3 4 … — texto superpuesto en el original)

c = 6,35 pulgadas.

$$I_{cr} = \frac{1}{12}(90,8)(6,35)^3 + (90,8)(6,35)\left(\frac{6,35}{2}\right)^2 + (34,3)(63,5 - 3,75 - 6,35)^2$$

= 105558 pulgadas.^{4}

Tensión más allá del pretensado efectivo (aumento de la tensión después del agrietamiento):

$$f_s = n\frac{M y}{I} = \frac{(530,2)(12)(63,5 - 2,0 - 6,35)\ 7}{105558} = 23,3 \text{ kilos}$$

(METRO)

Tensión en el refuerzo en el paso de Permiso Servicio I:

F_s = 159,77 + 23,3 183,1 ksi fF 218,7 ksi = <= = Ry 0,9 DE ACUERDO

$$\text{Relación de estrés} = \frac{0,9 f_y}{F_s} = \frac{218,7}{183.1} = 1,19 > 1,0$$

DE ACUERDO

Se cumplen todas las comprobaciones de permisos para una viga interior.

A3.14—Resumen de los factores de calificación

Tabla A3.14-1—Resumen de factores de clasificación—Viga interior

Estado límite	Clasificación de carga de diseño (HL-93)		Clasificación de carga permitida
	Inventario	Operando	
Fuerza I	—	—	—
Flexión (en la mitad del tramo)	1.48	1.92	—
Cizalla (a 64 pulg.)	1.96	—	—
Cizalla (a 20 pies)	1.30	—	—
Flexión de	—	—	—
Fuerza II (en la mitad del tramo)	—	—	1.69
Flexión	—	—	1.79
del servicio de	—	—	—
corte III (en la mitad del tramo)	1.22	—	—
Servicio yo	—	—	Relación de estrés = 1,19

A3.15—Referencias

AASHTO. 2007. Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD, cuarta edición, LRFDUS-4-M o LRFDSI-4. Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte, Washington, DC.

NCHRP. 2007. Cargas legales de camiones y cargas legales para publicación de AASHTO, Informe NCHRP 575. Junta de Investigación del Transporte, Consejo Nacional de Investigación, Washington, DC.



A4—PUENTE DE LARANCA DE MADERA: EVALUACIÓN DE UNA LARANCA INTERIOR

PARTE A—MÉTODO DE CLASIFICACIÓN DEL FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA

A4A.1—Datos del puente

Durar:	17 pies 10
Año de construcción:	pulg.
Año de reconstrucción:	1930
Material:	1967 Pino del Sur No. 2
Condición:	Sin deterioro. NBI Artículo 59 Código = 6 Condición
Superficie de conducción:	desconocida Dos carriles
Tráfico:	150 0°
ADTT (una dirección):	
Sesgar:	

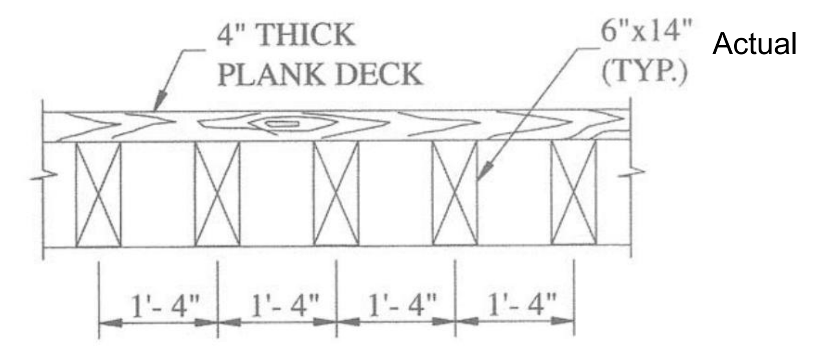


Figura A4A.1-1—Sección transversal parcial de la plataforma

A4A.2—Análisis de carga muerta—Larguero interior en flexión

A4A.2.1—Componentes y accesorios, CC

Cubierta: $\frac{\text{dieciséis}}{12} \times \frac{4}{12}$ 0.050 = 0,022 kip/pie Tabla de diseño LRFD 3.5.1-1

Larguero: $\frac{6 \times 14}{144} \times 0.050$ = 0,029 kip/pie

Total por larguero = 0,051 kip/pie

$CDM = \frac{1}{8} \times 0{,}051 \times 17{,}83^2$

= 2,03 kip-pie

A4A.2.2—Superficie de desgaste

DW = 0

A4A.3—Análisis de carga viva—Larguero interior en flexión

A4A.3.1—Factor de distribución de momento y corte

AASHTO LRFD Tipo ℓ sección transversal — Tabla de diseño LRFD 4.6.2.2.1-1

Un carril cargado: — Tabla de diseño LRFD 4.6.2.2.2a-1

$$\text{gramo} = \frac{S}{1\,6{,}7}$$

$$= \frac{\frac{\text{dieciséis}}{12}}{6.7} = 0{,}20$$

Dos o más carriles cargados:

$$\text{gramo} \; 2 = \frac{S}{7.5}$$

$$= \frac{\frac{\text{dieciséis}}{12}}{7.5} = 0{,}18 < 0{,}20$$

Gobernadores cargados de un carril

gramos = 0,20

A4A.3.2—Calcular los efectos máximos de la carga viva

A4A.3.2.1—Momento de carga viva de diseño máximo (HL-93) en la mitad del tramo

Momento de carga del carril de diseño = 25,4 kip-ft

Momento del camión de diseño	= 142,6 kip-pie		
Momento tándem de diseño	= 175,7 kip-pie	Gobierna	
SOY	= 0%		6A.7.5
MLL	= 25,4 + 175,7		
	= 201,1 kip-pie		

A4A.3.2.2—Momentos de carga viva distribuidos

Diseño de carga viva HL-93:

g × MLL = 0,20 × 201,1

= 40,2 kip-pie

A4A.4—Calcular la resistencia a la flexión nominal

Propiedades de sección para largueros (basadas en dimensiones reales):

$$I_x = \frac{\text{habitaciones}^3}{12} = \frac{3\ 6\ 14 \times}{12} = 4\ 1372 \text{ pulg.}$$

$$S_x = \frac{I_x}{\frac{h}{2}} = \frac{1372}{\frac{14}{2}} = 196 \text{ pulgadas.}^3$$

A = bh = 6 × 14 = 84 pulg.2

A4A.4.1—Diseño LRFD, cuarta edición

Fb = Fbo KFMF CCCCC(CC C λ) V fu id — Ec. de diseño LRFD. 8.4.4.1-1

Fbo = 0,85 ksi Valor de diseño de referencia — Tabla de diseño LRFD 8.4.1.1.4-1

CKF = 2,5/φ = 2,5 / 0,85 = 2,94 Factor de conversión de formato — Diseño LRFD 8.4.4.2

CM = 1,0 Factor de servicio húmedo — Diseño LRFD 8.4.4.3

(no se requiere reducción por uso húmedo debido a la especie y el tamaño del miembro)

CF = Factor de efecto de tamaño para madera aserrada $\left(\frac{12}{d}\right)^{\frac{1}{9}} = \left(\frac{12}{14}\right)^{\frac{1}{9}} = 0,98 \leq 1,0$ — Ec. de diseño LRFD. 8.4.4.4-2

UFC = 1,0 Factor de uso fijo — Diseño LRFD 8.4.4.6

Ci = 1,0 Factor de incisión (solo se aplica a madera dimensionada) — Diseño LRFD 8.4.4.7

Cd = 1,0 Factor de cubierta — Diseño LRFD 8.4.4.8

Cλ = 0,8 Factor de efecto del tiempo para la resistencia I — Diseño LRFD 8.4.4.9

Fb = 0,85 × 2,94 × 1,0 × 0,98 × 1,0 ×1,0 × 1,0 × 0,8 = 1,96

Valor de diseño ajustado = Fb = 1,96 ksi

Resistencia nominal Mn =FbSCL — Ec. de diseño LRFD. 8.6.2-1

CL = 1,0

Mn = 1,96 ksi × 196 pulg. 3 × 1,0 × 1 pie/12 pulg. = 32,01 kip-pie

A4A.5—Ecuación general de clasificación de carga (6A.4.2)

$$RF = \frac{C - \gamma(\text{corriente continua})(\text{corriente continua}) - \gamma_{DW}(DW) \pm (\gamma_{PAG})(PAG)}{(\gamma)(LL + IM)}$$ — 6A.4.2.1-1

A4A.6—Factores de evaluación (para el estado límite de resistencia)

1. Factor de resistencia, φ — LRFD 8.5.2.2

φ = 0,85 para flexión φ
= 0,75 para corte

2. Factor de condición, φc 6A.4.2.3

$\varphi c = 1,0$ Buen estado

3. Factor del sistema φs 6A.4.2.4

$\varphi s = 1,0$ para flexión y corte en puentes de madera

A4A.7—Clasificación de carga de diseño (6A.4.3)

A4A.7.1—Estado límite de resistencia I (6A.7.4.1)

$$RF = \frac{(\varphi_c)(\varphi_s)(\varphi) R_{norte} - (\gamma_{CC})(\text{corriente continua}) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_L)(LL + IM)}$$

A4A.7.1.1—Nivel de inventario

Carga	Factor de carga
corriente continua	1,25
LL	1,75

Tabla 6A.4.2.2-1

Flexura:

$$RF = \frac{(1,0)(1,0)(0,85)(32,0) - (1,25)(2,03)}{(1,75)(40,2)}$$

$= 0,35$

A4A.7.1.2—Nivel operativo

Carga	Factor de carga
corriente continua	1,25
LL	1,35

Tabla 6A.4.2.2-1

Flexura:

$$RF = 0,35 \times \frac{1,75}{1.35}$$

$= 0,45$

A4A.7.1.3—Cizalla (Cizalla horizontal) (Diseño LRFD 8.7)

La sección crítica para carga viva de corte está a una distancia d = 14 pulg. = 1,17 pies de la cara del soporte

Coloque la carga viva para causar el corte máximo a un valor menor de:

1. Tres veces la profundidad = 3 × 14 = 42 pulg. = 3,5 pies Gobierna
2. $\frac{1}{4}$ de longitud de luz = $\frac{1}{4} \times 17,83$ = 4,46 pies

A4A.7.1.4—Calcule el corte máximo en la sección crítica (14 pulgadas = 1,17 pies)

A4A.7.1.4a—Corte por carga muerta

$$VCC = \frac{1}{2}(0,051)(17,83) - (0,051)(1,17)$$

$= 0,395$ kips

A4A.7.1.4b—Corte por carga viva (HL-93)

Carga viva colocada a 3,5 pies de la cara de soporte:

V_{TANDEM} = 34,6 kips Gobierna

V_{TRUCK} = 26,3 kips

V_{LANO} = 3,7 kips

Cizalla no distribuida:

V_{LU} = 3,7 + 34,6

= 38,3 kips

Repartido:

V_{LD} = 38,3 × 0,20

= 7,7 kips

Para corte horizontal:

$$V_{LL} = 0{,}50\left[0{,}60\left(V_{LU}\right) + V_{LD}\right]$$ Ec. de diseño LRFD. 4.6.2.2.2a-1

V_{LU} = Corte vertical máximo en 3d o L/4 debido a cargas de ruedas no distribuidas (kips)

= Para cargas de ruedas no distribuidas, se supone que se transporta una línea de ruedas por un miembro de flexión. Diseño LRFD 4.6.2.2.2a

$$= \frac{V_{LU}}{2} = \frac{(\ )\,38{,}3}{2} = 19{,}1 \text{ kips}$$

V_{LD} = Corte vertical máximo en 3d o L/4 debido a cargas de ruedas distribuidas lateralmente como se especifica en este documento (kips)

= 7,7 kips

V_{LL} = 0,50[(0,60×19,1) + 7,7] = 9,58 kips

A4A.7.1.5—Calcular la resistencia al corte nominal

A4A.7.1.5a—Diseño LRFD, cuarta edición

$$V_n = \frac{F_v b d}{1.5}$$ Ec. de diseño LRFD. 8.7-2

$F_v = F_{vo} C_{KF} C_M C_i C_\lambda$ Ec. de diseño LRFD. 8.4.4.1-2

F_{vo} = 0,165 ksi Valor de diseño de referencia Tabla de diseño LRFD 8.4.1.1.4-1

C_{KF} = 2,5/φ = 2,5 / 0,75 = 3,33 Factor de conversión de formato Diseño LRFD 8.4.4.2

C_M = 1,0 Factor de servicio húmedo Diseño LRFD 8.4.4.3

(no se requiere reducción por uso húmedo debido a la especie y el tamaño del miembro)

C_i = 1,0 Factor de incisión Diseño LRFD 8.4.4.7

C_λ = 0,8 Factor de efecto del tiempo para la fuerza I Diseño LRFD 8.4.4.9

F_v = 0,165 × 3,33 × 1,0 ×1,0 × 0,8

Valor de diseño ajustado:

F_v = 0,440 ksi

$$V_n = \frac{(0.440)(6)(14)}{1.5} = 24{,}6 \text{ kips}$$

A4A.7.1.5b—Nivel de inventario

Carga	Factor de carga
corriente continua	1,25
LL	1,75

Cortar:

$$RF = \frac{(1{,}0)(1{,}0)(0{,}75)(24{,}6) - (1{,}25)(0{,}395)}{(1{,}75)(9{,}58)}$$

$$= 1.07$$

A4A.7.1.5c—Nivel operativo

Cortar:

$$FR = 1{,}07 \times \frac{1{,}75}{1.35} = 1.39$$

No se aplican estados límite de servicio.

A4A.8—Clasificación de carga legal (6A.4.4)

Carga viva: Cargas legales AASHTO: tipos 3, 3S2 y 3-3 (tasa para los tres) 6A.4.4.2.1

gramos = 0,20

IM = 0% 6A.7.5

	Tipo 3 Tipo 3S2 Tipo 3-3 108,9 21,8			
MLL	119,5		98,4	kip-pie
gMLL	23,9		19,7	kip-pie

A4A.8.1—Estado límite de resistencia I (6A.7.4.2)

Carga muerta CC:

Factor de carga = 1,25 Tabla 6A.4.2.2-1

ADTT = 150

Factor de carga viva = 1,41 Tabla 6A.4.4.2.3.1-1

Flexura:

RF = ( )( )(1,0 1,0 0,85 32,0) − (1,25 2,03)( )
(1,4)( ) millones de libras

A4A.8.1.1—Capacidad de corte

Carga viva cortante en la sección crítica (14 pulg.) con carga viva colocada para causar el máximo efecto de corte a 3,5 pies (3d).

gramos = 0,20

IM = 0% 6A.7.5

La carga viva distribuida se calcula de la misma manera que se demuestra para la verificación de la carga de diseño.

0,60 ( ) VV + VLL = 0,50 LU LD Diseño LRFD

Ec. 4.6.2.2.2a-1

	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3 10,72 4,29	
VLU	11,76	5,35	9,68	kips
VLD	4,70		3,87	kips
VLL	5,87		4,83	kips

Cortar:

FR = ( )( )(1,0 1,0 0,75 24,6)( ) ( )( ) 1,25 0,395)( )
1.41 VLL

	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3 2,38
RF	2.17		2.64

A4A.8.2—Resumen

Camión	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3 36 0,80 28
Peso, toneladas	25		40
RF	0,73		0,88
Capacidad de carga segura, toneladas	18		35

A4A.9—Resumen de los factores de clasificación para el método de clasificación del factor de carga y resistencia

Tabla A4A.9-1—Resumen de factores de clasificación para el método del factor de carga y resistencia—Larguero interior

Estado límite		Diseño Capacidad de		Clasificación de carga		
		carga Inventario	Operación 0,35	Tipo 3	legal Tipo	Tipo 3-3
fuerza yo	Flexura	0,45 1,07 1,39		0,73	3S2	0,88
	Cortar			2,17	0,80 2,38	2,64



PARTE B— MÉTODO DE CLASIFICACIÓN DEL ESTRÉS PERMISIBLE

A4B.1—Datos del puente

Consulte el artículo A4A.1 para conocer los datos del puente.

A4B.2—Propiedades de la sección

$$I_x = \frac{\text{habitaciones}^3}{12} = \frac{6 \times 14^3}{12} = 1372 \text{ pulg.}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{1372}{14/2} = 196 \text{ pulgadas.}^3$$

A = bh = 6 × 14 = 84 pulg.2

A4B.3—Análisis de carga muerta—Larguero interior

Cubierta:

$$\frac{(4\ 1\ \text{pulg. } 4 \text{ pulg.})\ 1 \text{ pie}}{144 \text{ pulgadas / pies}^2} \times 50 \text{ libras/pie}^3 = 22{,}2 \text{ libras/pie}$$

Larguero:

$$\frac{6 \text{ pulgadas} \times 14 \text{ pulgadas} \times 50}{144} = \frac{29{,}2 \text{ libras/pie}}{51{,}4 \text{ libras/pie}}$$ digamos 0,051 kip/pie

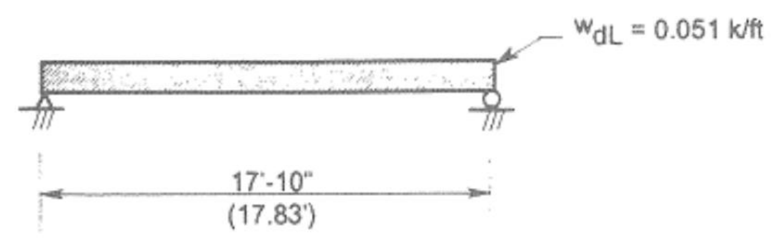


Figura A4B.3-1—Diagrama de carga para larguero interior—Carga muerta uniforme

$$m_{DL} = \frac{w_{DL} L^2}{8} = \frac{0{,}051\,(7{,}83)^2}{8}$$

MDL = 2,03 kip-pie

A4B.4—Análisis de carga viva—Larguero interior

Carga Viva: Tarifa para camión H-15

Determine el momento máximo de carga viva mediante estática. Para tramos pequeños, verifique que el momento máximo se produzca en la mitad del tramo con la rueda más pesada colocada en la mitad del tramo.

ML = PL/4

ML = (12 kips × 17,83 pies)/4 = 53,49 kips-pie

Alternativamente, se podría utilizar la interpolación para realizar la estimación. Tenga en cuenta que para tramos más largos y para la interpolación entre incrementos de tramos superiores a 1 pie, los valores interpolados producen resultados aproximados. Apéndice A6B.3

Luz	ml	
17 pies	51 kip-pie	
		← Para un tramo de 17,83 pies, interpolar
18 pies	54 kip-pie	
$ml = 51 + \frac{17.83 - 17}{18 - 17}(54 - 51) = 53{,}5$ kip-pie		

A4B.5—Clasificación de tensión permitida (6B.4.1, 6B.5.2, 6B.6.2)

Considere únicamente el larguero; Considere las secciones de momento máximo y cortante sólo para este ejemplo.

A4B.5.1—Impacto (use el estándar AASHTO) (6B.7.4)

Sin impacto para los miembros de madera: AASHTO 3.8.1.2

yo = 0

A4B.5.2—Distribución (Utilice el estándar AASHTO) (6B.7.3)

Para dos carriles y plataforma de tablones a: AASHTO 3.23.2.2, Tabla 3.23.1

$$DF = \frac{S}{3{,}75} = \frac{16 \text{ pulgadas}/12 \text{ pulgadas/pies}}{3{,}75} = 0{,}36$$

a Tenga en cuenta que los momentos dados en MBE son para una línea de ruedas. Los valores dados en AASHTO son para todo el eje trasero y son por lo tanto, el doble de los valores de MBE.

De este modo:

$$M_{LL} = M \times DF = 53{,}5 \text{ kips-pie} \times 0{,}36$$

$$M_{LL} = 19.26 \text{ kip-pie}$$

A4B.5.3—Esfuerzos a utilizar (use NDS, Especificación de diseño nacional para construcciones con madera, edición de 2005)

Las ecuaciones generales para los Valores de Diseño de Referencia ajustados son:

$F_b' = F_b \times C_D C_M C_t C_L C_F C_{fu} C_i C_r$

$F_V' = F_V \times C_D C_M C_t C_i$

F_b = 850 psi Valor de diseño de referencia, NDS Tabla 4D

F_V = 165 psi Valor de diseño de referencia, NDS Tabla 4D

C_D = 1,15 El factor de duración de la carga durante dos meses se supone como efecto acumulativo de la carga viva. Los puentes de madera suelen estar ubicados en carreteras de poco tráfico; por lo tanto, la duración de la carga viva acumulada es inferior a 30 días. Se supone que la duración de la carga viva es de dos meses en el análisis de confiabilidad.

C_M = 1,0 El factor de servicio húmedo está en la tabla 4D de NDS para pino del sur

C_T = 1,0 Factor de temperatura

C_L = 1,0 Factor de estabilidad del haz

F_C = 0,98 Factor de tamaño = $(12/d)^{1/9}$ para vigas con una profundidad superior a 12 pulg.

UFC = 1,0 Factor de Uso Plano; no aplica

Ci = 1,0 Factor de incisión

Cr = 1,0 Factor de uso repetitivo, no aplicable

A4B.5.3.1—Estreses a nivel de inventario (6B.6.2.7a)

$F_b^I = 850 \times 1{,}15 \times 0{,}98 \times 1{,}0 = 958$ psi $= 0{,}96$ ksi

1,15 CD =

0,98 FC =

1,0 Ci =

y:

$F_V^I = 165 \times 1{,}15 \times 1{,}0 = 190$ psi = 0,19 ksi

A4B.5.3.2—Esfuerzos de nivel operativo (use el estándar AASHTO) (6B.6.2.7b)

$F_b^O = 1{,}33 \times F_b = 1{,}33 \times 950$

$F_b^{oh} = 1274$ psi $= 1{,}27$ ksi

y:

$F_V^O = 1{,}33\, F_V = 1{,}33 \times 190$ psi $= 253$ psi

A4B.5.4—Clasificación de nivel de inventario para flexión

Capacidad:

$M_{RI} = F_b^I S_{bx} = 0{,}96$ ksi $\times$ 196 pulg.^{3} = 188 kip-in.

M_{RI} = 15.68 kip-pies

entonces:

$$RF_I^{m.ri} = \frac{M_{RI} - M_{DL}}{M_{LL}} = \frac{15.68\text{kip-pie} - 2.03\text{kip-pie}}{19{,}26\text{ kips-pie}}$$ Ec. 6B.5.1-1

RF_I^{METRO} = 0,71 o 0,71 × 15 toneladas = camión H de 10,7 toneladas

A4B.5.5—Clasificación del nivel operativo para flexión

Capacidad:

$M_{RO} = F_b^{oh} S_{bx} = 1{,}27$ ksi $\times$ 196 pulg.^{3} = 248,9 kip-pulg.

m_{RO} = 20,74 kip-pies

Machine Translated by Google

entonces:

$$RF_{oh} = \frac{M - M_{DL}}{M_{LL}} = \frac{20{,}74 \text{ kips-pie} - 2{,}03 \text{ kips-pie}}{19{,}26 \text{ kips-pie}}$$ Ec. 6B.5.1-1

RFO_{METRO} = 0,97 o 0,97 × 15 toneladas = camión H de 14,6 toneladas

A4B.5.6—Verificar corte horizontal

Corte calculado en: AASHTO 13.6.5.2

1. Una distancia desde el soporte igual a tres veces la profundidad del larguero, o

2. En el cuarto de punto, lo que sea menor.

Así por:

1. 3 (14 pulg.) = 42 pulg. ← Controles 3,5 pies

2. $\frac{17{,}83 \text{ pies } 12 \text{ pulgadas/pie}}{4}$ = 53,5 pulgadas.

Para camión H-15:

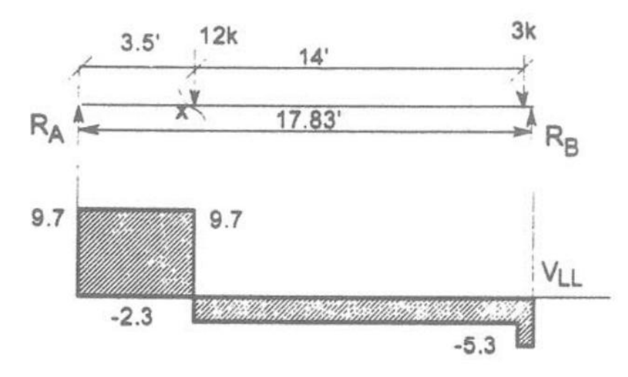


Figura A4B.5.6-1—Diagrama de corte para larguero interior—Carga viva H-15

$$V_x = \frac{15(x - 2.8)}{l}$$ Apéndice A6B.8

donde L = 17,83 pies

x = 17,83 − 3,5 = 14,33 pies

$$V_x = \frac{15(14{,}33 - 2{,}8)}{17{,}83} =$$ 9,7 kips por línea de rueda sin distribución

$$V_{Lx} = \frac{1}{2}\left(0{,}6 V_{L \text{ sin dist}} + DFV_{L \text{ no dist}}\right)$$ AASHTO 13.6.5.2, Ec. 13-10

$$V_{\text{litros}} = \frac{1}{2}\left(0{,}6(9{,}7) + 0{,}36(9{,}7)\right)$$

V_{lx} = 4,7 kips

Para wDL = 0,051 kip/pie

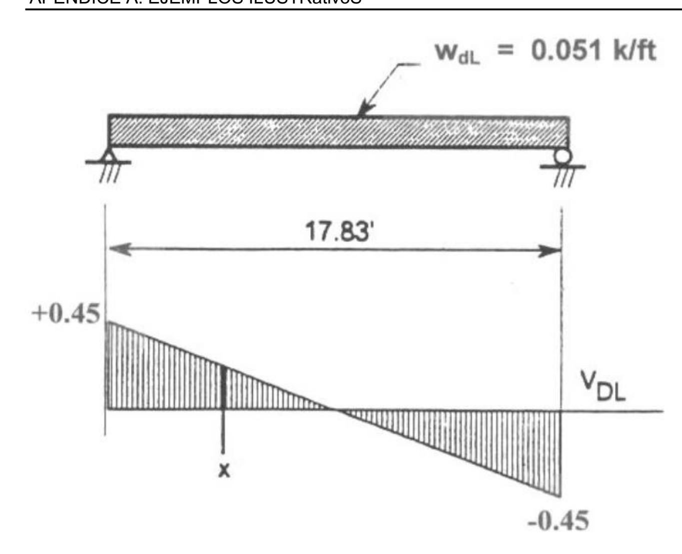


Figura A4B.5.6-2—Diagramas de carga y corte—Carga muerta uniforme

$$RA = R_B = \frac{1}{2} wE_{DL}$$

$$= \frac{1}{2}(0{,}051)(17{,}83)$$

$= 0{,}45$ kips

$V_{dx} = 0{,}45 - 0{,}051 \times 14/12$

$V_{dx} = 0{,}4$ kips

A4B.5.7—Clasificación del nivel de inventario para corte

Capacidad:

$$= \frac{2}{3} bdf_v$$ AASHTO Ec. 13-9

entonces:

$$V = \frac{2}{3}(14)(190)\ \text{psi} = 10640\ \text{libras} = 10{,}64\ \text{kips}$$

$$RFI^V = \frac{V - V_{RD}}{V_{lx}} = \frac{10{,}64\ \text{kips} - 0{,}4\ \text{kips}}{4{,}7\ \text{kips}}$$ Ec. 6B.5.1-1

RFI^V = 2,18 o 2,18 × 15 toneladas = camión H de 32,7 toneladas

A4B.5.8—Clasificación del nivel operativo para corte

Capacidad:

$$V_{RO} = \frac{2}{3}(\ )(4)(8)(253)\text{ psi} = 14168\text{ libras} = 14{,}17\text{ kips}$$

$$ORP^{V} = \frac{V_{R\,Buey} - V_{D}}{V_{lx}} = \frac{14{,}17\text{ kips} - 0{,}4\text{ kips}}{4{,}7\text{ kips}}$$ Ec. 6B.5.1-1

RFO^{V} = 2,93 o 2,93 × 15 toneladas = camión H de 43,95 toneladas

A4B.5.9—Resumen de calificaciones para el método de calificación de estrés permitido

Tabla A4B.5.9-1—Resumen de clasificaciones para el método de calificación de tensión permitida—Larguero interior

Método/Fuerza	RF	Camión H Máx. Carga, toneladas
Momento de tensión permitido:		
Inventario	0,71	10,7
Operando	0,97	14,6
Esfuerzo cortante permitido:		
Inventario	2,18	32,7
Operando	2,93	43,9

Clasificación gobernada por momento en lugar de corte.

A4B.6—Clasificación del factor de carga

Actualmente no disponible para madera.

PARTE C—RESUMEN

A4C.1—Resumen de todas las calificaciones para el ejemplo A4

Tabla A4C-2—Resumen de factores de clasificación para todos los métodos de clasificación—Larguero interior

Método LRFR		Clasificación de carga de diseño		Clasificación de carga legal			Clasificación			
					Tipo 3S2		H-15 Tipo de corte por			
		Tipo de operación de inventario 3 0,45				flexión 3-3 Inv. Opr. Inv. Opr. 0,88 — — — —				
fuerza yo Estado límite de	Flexura	0,35	1,39	0,73	0,80					
	corte	1,07		2,17	2,38	2,64 — — — —				
Método de tensión permitida — — — — — 0,71		0,97 2,18 2,93								
Método del factor de carga		---------								

A4C.2—Referencias

AASHTO. 2002. Especificaciones estándar para puentes de carreteras, 17.ª edición, HB-17. Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte, Washington, DC.

AASHTO. 2007. Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD, cuarta edición, LRFDUS-4-M o LRFDSI-4. Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte, Washington, DC.

NFPA. 2005. Especificación Nacional de Diseño para la Construcción en Madera. Asociación Nacional de Productos Forestales, Washington, DC.



A5—PUENTE DE VIGA DE PLACA SOLDADA RECTA CONTINUA DE CUATRO CLAVOS: EVALUACIÓN DE UNA VIGA INTERIOR

Nota: Este ejemplo demuestra los cálculos de clasificación para una viga de placa recta y continua para la carga de diseño, cargas legales y una carga permitida. Las clasificaciones se han realizado sólo en lugares críticos de momento y corte.

A5.1—Datos del puente

Longitudes de tramo: 112 pies—140 pies—140 pies—112 pies

Año de construcción: 1965 (carga de diseño HS20)

Construcción no compuesta — Diseño LRFD C6.10.1.6

Se considera que el ala superior está continuamente arriostrada mediante un revestimiento de refuerzos de hormigón.

Material: Fy = 32 ksi cf =
3 ksi

Condición: Sin deterioro

Superficie de conducción: No verificada ni documentada en campo

ADTT (una dirección): 5500

Inclinación: 0°

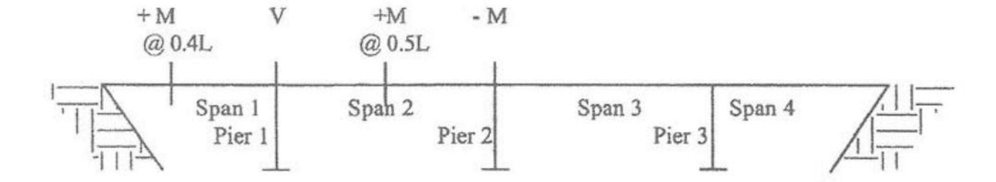


Figura A5.1-1—Elevación del puente

A5.1.1—Arriostramiento de vigas

1. Marcos cruzados

Espaciados a 18 pies 2 pulgadas en los muelles.

Espaciados a 24 pies 4 pulgadas en otros lugares.

2. Refuerzos

Refuerzos intermedios verticales soldados con una separación de 5 pies.

A5.1.2—Propiedades de la sección de viga

Ver Figura A5.2.1-1.

	Región	Área (pulg.2)	Yo (pulg.4)	S (pulg.3)
	A	54,63	42540	1189,9
*	B	66,63	58038	1606,6
	C	54,63	42540	1189,9
	D	74,63	68550	1884,6
*	mi	98,63	100965	2719,6
	F	74,63	68550	1884,6
	GRAMO	54,63	42540	1189,9
*	h	66,63	58038	1606,6

A5.1.3—Secciones de viga

Región	Profundidad	Web Espesor	Brida superior Ancho	Brida superior Espesor	Brida inferior Ancho	Brida inferior Espesor
B	de la red	0,4375 pulgadas	16 pulgadas	1,125 pulg.	16 pulgadas	1,125 pulg.
C	70 pulg.	0,4375 pulgadas	16 pulgadas	0,75 pulg.	16 pulgadas	0,75 pulg.
D	70 pulg.	0,4375 pulgadas	16 pulgadas	1,375 pulg.	16 pulgadas	1,375 pulg.
mi	70 pulg.	0,4375 pulgadas	16 pulgadas	2,125 pulg.	16 pulgadas	2,125 pulg.
h	70 pulg. 70 pulg.	0,4375 pulgadas	16 pulgadas	1,125 pulg.	16 pulgadas	1,125 pulg.

A5.2—Análisis de carga muerta—Viga interior

Como las vigas no son compuestas, todas las cargas muertas actúan sobre la sección de acero.

A5.2.1—Componentes y accesorios, DC

Las cargas permanentes sobre el tablero se distribuyen uniformemente entre las vigas.

Cubierta $\frac{7.5}{12}(7.833)(0.150) = 0{,}734$ kip/pie

Anca = 0,066 kip/pie

Formas que permanecen en el lugar = 0,098 kip/pie

Peso medio de la viga propia: $\frac{66}{144}(0.490) = 0{,}224$ kip/pie

Refuerzos de red = 0,011 kip/pie

Diafragmas = 0,015 kip/pie

Peso del parapeto por viga = 0,310 kip/pie

Total por viga = 1,458 kip/pie

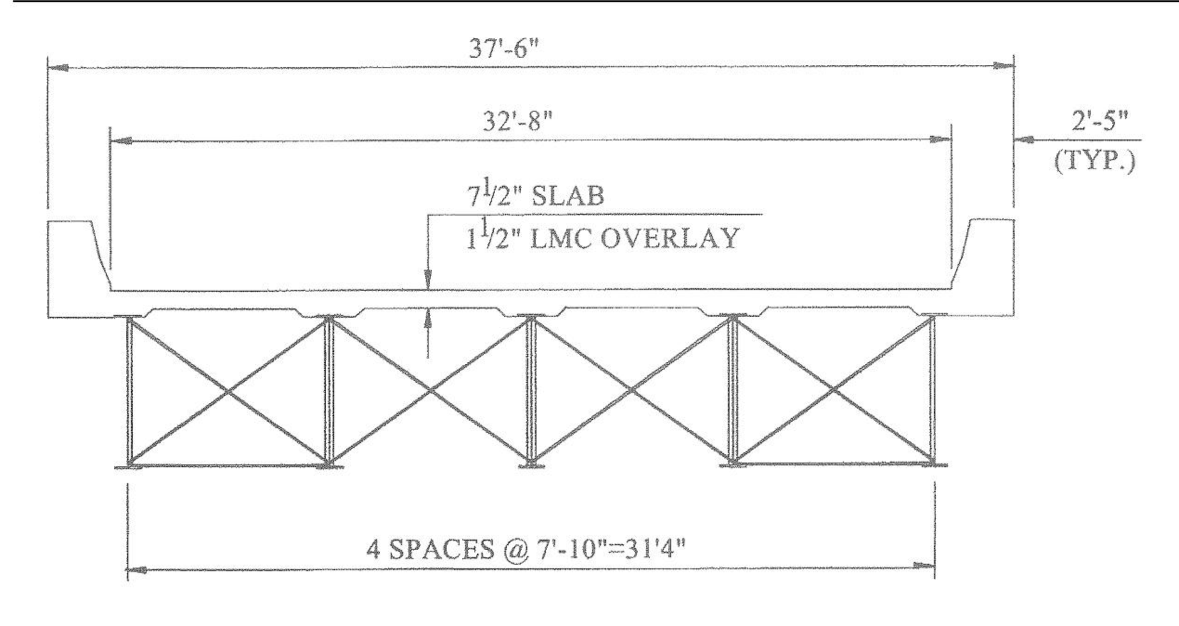
Digamos que DC = 1,50 kip/pie

A5.2.2—Superficie de desgaste, DW

El espesor de la superposición no se midió en el campo.

(1,5 pulg. Superposición LMC: $\frac{1,5}{12}(32{,}7)(0{,}150) \times \frac{1}{5} = 0{,}122$ kip/pie

Digamos DW = 0,12 kip/pie



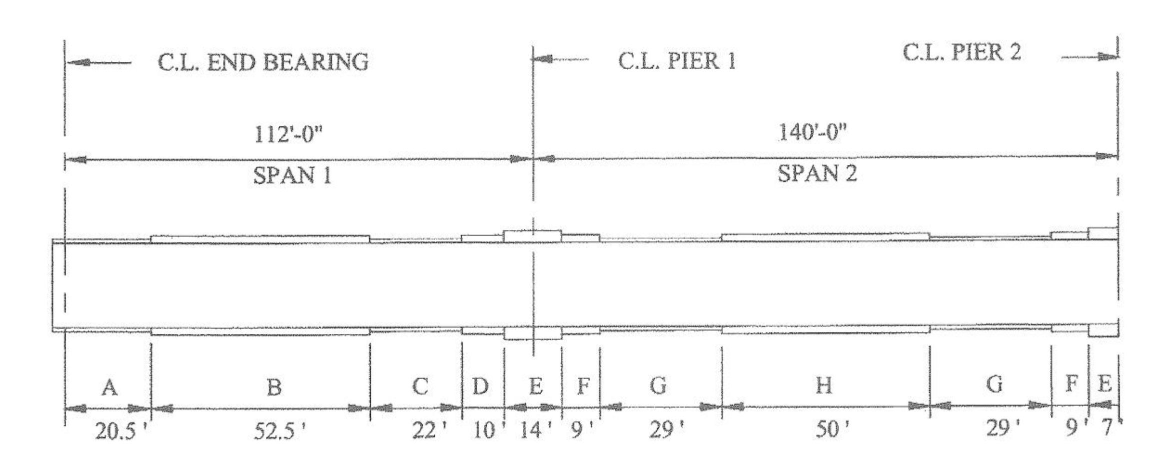


Figura A5.2.1-1—Sección transversal del puente y elevación de la viga placa

A5.3—Efectos de carga muerta

Resultados del análisis de haz continuo:

A5.3.1—Momento positivo máximo en el tramo 1 (a 0,4 L = 44,8 pies)

M_{DC} = 1236,6 kip-pie

M_{DW} = 98,9 kip-pie

A5.3.2—Momento positivo máximo en el tramo 2 (a 0,5 L = 182 pies)

M_{DC} = 1119,8 kip-pie

M_{DW} = 89,6 kip-pie

A5.3.3—Momento negativo máximo en el muelle 2 (252 pies)

M_{DC} = 2558,0 kip-pie

M_{DW} = 204,6 kip-pie

A5.3.4—Corte máximo a la izquierda del muelle 1 (112 pies)

VCC = –106,8 kips

V_{DW} = –8,5 kips

A5.3.5—Momentos negativos en el muelle 1

M_{DC} = –2557,2 kip-pie

M_{DW} = –204,6 kip-pies

A5.4—Factores de distribución de carga viva

Sección transversal AASHTO tipo (a)

Diseño LRFD Tabla 4.6.2.2.1-1

A5.4.1—Flexión positiva y corte a la izquierda del muelle 1

Tramo 1 (lo mismo para el tramo 4)

kilos = n (yo ae + gramo) 2

norte = 9

Para construcción no compuesta, por ejemplo = 0

I = 58037,9 pulg.4 (Región B y Región H)

Kg = 9 × 58037,9

= 522341 pulg.4

$$\frac{k_{gramo}}{3\ 12_{teniente}s} = \frac{522341}{12 \times 112\ (7,5)^3}$$

= 0,92

También se puede utilizar el promedio ponderado de Kg, pero el factor de distribución no es demasiado sensible a Kg.

A5.4.1.1—Viga interior

$$g_{m1} = 0{,}06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0{,}4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.3}\left(\frac{K_g}{12\,L\,t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$= 0{,}06 + \left(\frac{7.833}{14}\right)^{0{,}4}\left(\frac{7.833}{112}\right)^{0.3}(0{,}92)^{0.1}$$

$$g_{m1} = 0.414$$

$$g_{m2} = 0{,}075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0{,}6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0{,}2}\left(\frac{K_g}{12\,L\,t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$= 0{,}075 + \left(\frac{7{,}833}{9.5}\right)^{0{,}6}\left(\frac{7{,}833}{112}\right)^{0{,}2}(0{,}92)^{0,1}$$

$$= 0{,}594 > 0{,}414$$

$g_m = g_{m2} = 0{,}594$ Para comprobar + a 44,8 pies

(0,4 L del tramo 1)

$$g_{V1} = 0{,}36 + \frac{S}{25}$$

$$= 0{,}36 + \frac{7{,}833}{25}$$

$$= 0{,}673$$

$$g_{V2} = 0{,}2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^{2.0}$$

$$= 0{,}2 + \frac{7{,}833}{12} - \left(\frac{7{,}833}{35}\right)^{2.0}$$

$$= 0{,}803 > 0{,}673$$

$g_V = g_{V2} = 0.803$ Para comprobar V a la izquierda del muelle 1 (112 pies)

Tramo 2 y Tramo 3:

Sustituya L = 126 pies promedio en las ecuaciones del factor de distribución.

gm = 0,560 Para comprobar +M a 182 pies

(0,5 L de tramo 2)

A5.4.2—Flexión negativa

Utilice Kg según las propiedades de la sección del muelle.

L = 140 pies para el muelle central (Muelle 2), ya que ambos tramos adyacentes miden 140 pies

Diseño LRFD
Tabla C4.6.2.2.1-1

L = (140 + 112)/2 = 126 pies para el Muelle 1

Muelle 2:

$K_g = n(I + Ae_g^2)$

$n = 9$

$e_g = 0$ sección no compuesta

$I = 100965{,}1$ pulg.4 (Región E)

$K_g = 9 \times 100965{,}1 = 908686$

$$\frac{K_g}{12Lt_s^3} = \frac{908686}{12(140)(7{,}5)^3} = 1.282$$

A5.4.2.1—Viga interior

$$g_{m1} = 0{,}06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0,4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.3}\left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$= 0{,}06 + \left(\frac{7.833}{14}\right)^{0,4}\left(\frac{7.833}{140}\right)^{0.3}(1.282)^{0.1}$$

$$g_{m1} = 0.402$$

$$g_{m2} = 0{,}075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0,6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0,2}\left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$= 0{,}075 + \left(\frac{7{,}833}{9{,}5}\right)^{0,6}\left(\frac{7{,}833}{140}\right)^{0.2}(1.282)^{0.1}$$

$$= 0{,}588 > 0{,}402$$

GM = 0,588 mg = Para comprobar –M en el Muelle 2.

Muelle 1:

Sustituya L = 140 pies en las ecuaciones del factor de distribución.

gm = 0,604 Para comprobar –M en el Muelle 1.

A5.5—Efectos de carga viva

Los resultados del análisis de haz continuo se describen en los Artículos A5.5.1 a A5.5.4 a continuación.

A5.5.1—Momento positivo máximo en el tramo 1 (a 0,4 L)

A5.5.1.1—Carga viva de diseño (HL-93)

Carga del carril de diseño = 841,0 kip-pie

Camión de diseño = 1404,0 kip-pie Gobierna

Tándem de diseño = 1108,0 kip-pie

SOY = 33% 6A.4.3.3

MLL IM+ = 841,0 1404,0 1,33 2708,3 kip-pie + × =

gramo M LL IM + = (0,594)(2708,3) 1608,7 kip-pie ×

A5.5.1.2—Cargas legales

Utilice únicamente cargas de camiones con una longitud de tramo < 200 pies

1. Tipo 3 = 1011,1 kip-pie
2. Tipo 3S2 = 1230,1 kip-pie
3. Tipo 3-3 = 1232,6 kip-pie Gobierna

SOY = 33% 6A.4.4.3

MLL IM+ = 1232,6 1,33 condición desconocida de la superficie de conducción 1639,4 kip-pie ×

gramo M LL IM + = ( )( ) 0,594 1639,4 973,8 kip-pie × =

A5.5.2—Momento positivo máximo en el tramo 2 (a 0,5 L)

A5.5.2.1—Carga viva de diseño (HL-93)

Carga del carril de diseño = 903,5 kip-pies

Camión de diseño = 1405,2 kip-pie Gobierna

Tándem de diseño = 1109,2 kip-pie

SOY = 33%

MLL IM+ = 903,5 1405,2 1,33 2772,4 kip-pie + ×=

gramo M LL IM + = (0,560)(2772,4) 1552,5 kip-pie × =

A5.5.2.2—Cargas legales (use únicamente cargas de camiones)

4. Tipo 3 = 1012,8 kip-pie
5. Tipo 3S2 = 1234,7 kip-pie
6. Tipo 3-3 = 1259,1 kip-pie Gobierna

SOY = 33%

MLL IM+ = 1259,1 1,33 1674,6 kip-pie × =

gramo M LL IM + = (0,560)(1674,6) 937,8 kip-pie × =

A5.5.3—Momento negativo máximo en el muelle 2

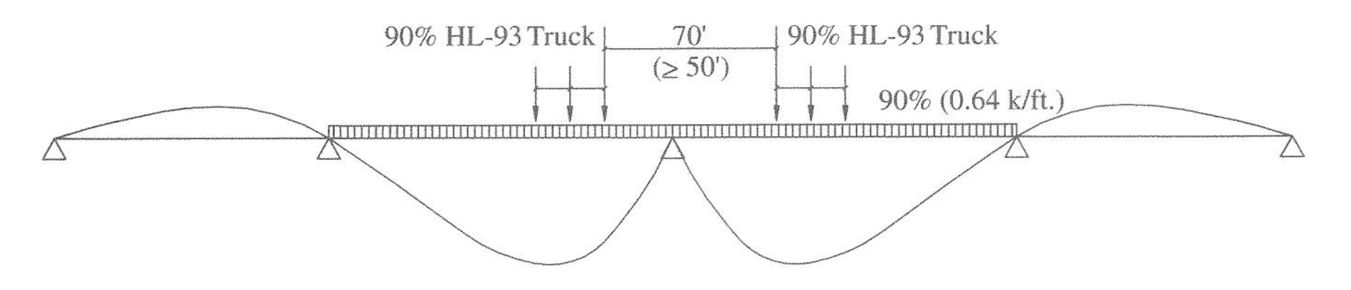
Análisis de carga viva para momentos negativos y reacciones en pilas interiores en un puente continuo. requiere la consideración de un modelo de carga adicional tipo carril. LRFD y LRFR reconocen la posibilidad de que más de un camión en un carril cause el efecto de fuerza máxima. El La línea de influencia para el momento en el Muelle 2 se muestra en la siguiente figura junto con la línea gobernante. colocación de carga para el caso de carga de diseño, el caso de carga legal y el caso de carga permitida.

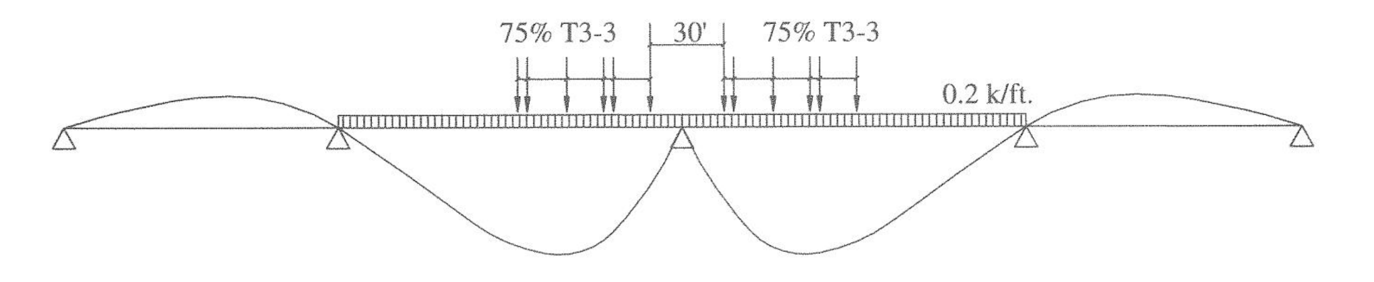
Modelos de carga viva y ubicación:

Carga de diseño 6A.4.3.2.1

Carga legal 6A.4.4.2.1

Carga permitida 6A.4.5.4.1





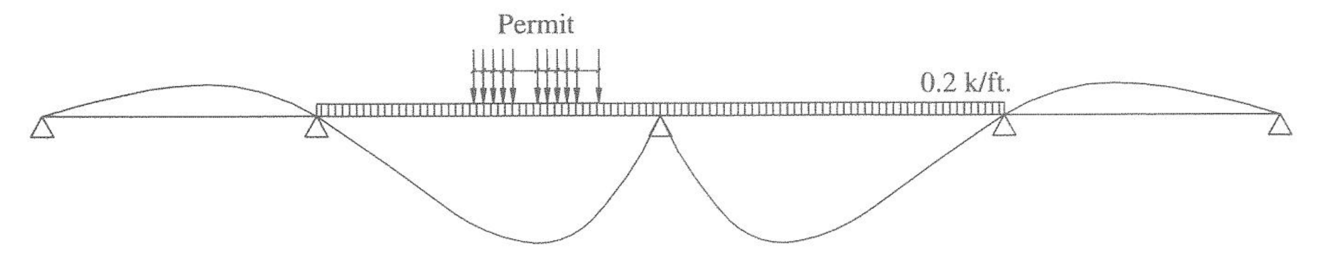


Figura A5.5.3-1—Línea de influencia para el momento sobre el centro del muelle (muelle 2) con carga de diseño, legal y permitida

(muestra carga tipo carril)

A5.5.3.1—Calcular el momento negativo máximo en el muelle 2

A5.5.3.1a—Carga viva de diseño (HL-93)

Carga del carril de diseño = –1388 kip-pie

Camión de diseño = –895,5 kip-pie

Tándem de diseño = –612,8 kip-pie

Camiones dobles = –1790,1 kip-pie

SOY = 33%

Carga de carril + Camión de diseño 1388 895,5 1,33 2579 kip-pie

Carga de carril + ejes tándem 1388 612,8 1,33 2203 kip-pie

0,9 (carga de carril + camiones dobles) 0,9 (1388 1790,1 1,33) 3392 kip-ft Gobierna

MLL IM+ = –3392 kip-pie

gramo M LL IM + = (0,588)(–3392) = –1994,5 kip-pie

A5.5.3.1b—Cargas legales (cargas de camiones y cargas tipo carril)

1. Tipo 3 = –582,0 kip-pie
2. Tipo 3S2 = –800,6 kip-pie
3. Tipo 3-3 = –858,9 kip-pie Gobierna
4. Carga tipo carril

   Cargas por eje = –1291,0 kip-pie

   Carga uniforme = –433,9 kip-pie

SOY = 33%

se aplica únicamente a las cargas por eje.

Tipo 3 = (–582,0 × 1,33)

= –774,1 kip-pie

Tipo 3S2 = (–800,6 × 1,33)

= –1065 kip-pie

Tipo 3-3 = (–858,9 × 1,33)

= –1142 kip-pie

Carga tipo carril = (–1291,0 × 1,33) + (–433,9)

= –2150,9 kip-pie Gobierna

MLL IM+ = –2150,9 kip-pie

gramo × M LL IM + = (0,588)(–2150,9)

= 1264,7 kip-pie

Tabla A5.5.3.1b-1—Esfuerzos de flexión de vigas en secciones críticas

Ubicación	S (pulg.3)	Vivir Carga	gmMLL+IM (kip-pies)	FL+IM (kisi)	MDC (kip-pies)	MDW (kip-pies)	fdc (ksi)	fdw (ksi)
Span 1 a 0,4 L	1606.6	HL-93 Legal Carga	1608,7 973,8	12,02 7,27	1236,6	98,9	9.24	0,74
Muelle 2	2719.6	HL-93 Legal Carga	–1994.5 –1264,7	–8,80 –5,58	–2558.0	–204,6	–11.29	–0,90
Span 2 a 0,5 L	1606.6	HL-93 Legal Carga	1552.5 937,8	11.60 7.00	1119.8	89,6	8.36	0,67

A5.5.4—Corte máximo en el muelle 1 (a la izquierda del soporte)

A5.5.4.1—Carga viva de diseño (HL-93)

Carga del carril de diseño = –53,9 kips

Camión de diseño = –68,3 kips Gobierna

Tándem de diseño = –49,5 kips

SOY = 33%

= –53,9 – 68,3 × 1,33

VLL + mensajería instantánea = –144,7 kips

gv × VLL + IM = (0,803)(–144,7)

= –116,2 kips

A5.5.4.2—Cargas legales

1. Tipo 3 = –48,0 kips 6A.4.4.2.1

2. Tipo 3S2 = –63,9 kips

3. Tipo 3-3 = –67,7 kips Gobierna

Nota: No se requiere carga tipo carril al verificar el corte.

SOY = 33%

VLL + mensajería instantánea = (–67,7)(1,33)

= –90,0 kips

gv × VLL + IM = (0,803)(–90,0)

= –72,3 kips

A5.6—Calcule la resistencia a la flexión nominal de la sección (momento positivo y negativo)

A5.6.1—Sección simétrica no compuesta

A5.6.1.1—Compruebe el límite de esbeltez no compacta en la red

$$\frac{2D_c}{t_w} < 5{,}7\sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}}$$

Diseño LRFD
Ec. 6.10.6.2.3-1

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{70}{0.4375} = 160$$

$$5.7\sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}} = 5.7\sqrt{\frac{29000}{32}} = 171{,}6 > \frac{2D_c}{t_w}$$

Y compruebe que las bridas cumplan la relación:

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3$$

Diseño LRFD
Ec. 6.10.6.2.3-2

en este caso:

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 1{,}0\ 0{,}3 =$$

Debido a que el puente es recto y la Fy de las alas no excede los 70 ksi, se pueden aplicar las disposiciones opcionales del Apéndice A de Diseño de LRFD para determinar la resistencia nominal a la flexión de secciones no compuestas.

Diseño LRFD C6.10.6.2.3

A5.6.2—Regiones B y H – Secciones de momento positivo con bridas de compresión continuamente arriostradas

Mu ≤ φf RpcMyc donde Rpc = Factor de Plastificación de la Web

Diseño LRFD
Ec. A6.1.3-1

Para clasificación Rn = RpcMyc

Las secciones no compuestas que cumplan con lo siguiente calificarán como secciones de alma compacta:

$$\frac{2D_{CP}}{t_w} \leq \lambda_{(pw\ Dcp)}$$

Diseño LRFD
Ec. A6.2.1-1

$$\frac{2D_{CP}}{t_w} = 160$$

$$\lambda_{(pw\ D_{CP})} = \frac{\sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}}}{\left(0{,}54\frac{M_p}{R_h M_y} - 0{,}09\right)^2} \leq \lambda_{rw}\frac{D_{CP}}{D_C}$$

Diseño LRFD
Ec. A6.2.1-2

dónde:

$$\lambda_{rw} = 5,7\sqrt{\frac{29000}{35}}\;\frac{D_{CP}}{D_C} = 171,59$$

A5.6.2.1—Calcule el momento plástico, Mp (Diseño LRFD D6.1)

Brida superior:

Pc = 16 pulg. × 1,125 pulg. × 32 ksi = 576 kips

Brida inferior:

Pt = 16 pulg. × 1,125 pulg. × 32 ksi = 576 kips

Web:

Pw = 70 pulg. × 0,4375 pulg. × 32 ksi = 980 kips

$$d_t = \frac{D}{2} + \frac{t_c}{2} = \frac{70}{2} + \frac{1.125}{2} = 35,56 \text{ pulgadas.}$$

D = 70 pulg.

Con referencia al Apéndice D6.1 de diseño de LRFD, Tabla 6.1-1, Caso I:

$$\bar{y} = \frac{D}{2} = 35 \text{ pulg.}$$

$$M_P = \frac{P_w}{2D}\left[\bar{y}^2 + (D - \bar{y})^2\right] + (P_c d_c + P_t d_t)$$

$$= \frac{980}{2 \times 70}\left[35^2 + (70 - 35)^2\right] + 2 \times 576 \times 35,56$$

$$= (17150 + 40965.1) \times \frac{1}{12 \text{ pulgadas/pies}}$$

= 4842,9 kip-pie

Mi = FyS — Diseño LRFD D6.2.1

$$= 32 \times 1606.6 \times \frac{1}{12}$$

= 4284,3 kip-pie

Rh = 1,0

$$\lambda_{pw(D_{cp})} = \frac{\sqrt{\dfrac{29000}{32}}}{\left(0,54 \times \dfrac{4842.9}{1,0 \times 4284,3} - 0,09\right)^2}$$

$$= 111,16 < \frac{2D_{CP}}{t_w} = 160$$

Por tanto, la sección web no es compacta.

Compruebe si la sección cumple con los requisitos para secciones web no compactas. Diseño LRFD A6.2.2

$\lambda w < \lambda rw$ Diseño LRFD Ec. A6.2.2-1

$$\lambda w = \frac{2D_c}{t_w} = 160$$ Diseño LRFD Ec. A6.2.2-2

$$\lambda rw = 5{,}7\sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}} = 171{,}6$$ Diseño LRFD Ec. A6.2.1-3

$\lambda w = 160$ 171,6 $< \lambda_{rw} =$

Por lo tanto, la sección califica como una sección web no compacta.

Rpc se considerará como:

$$RPC = 1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yc}}{M_p}\right)\left(\frac{\lambda_{w} - \lambda_{pw(Dc)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(Dc)}}\right)\frac{M_p}{M_{yc}} \le \frac{M_p}{M_{yc}}$$ Diseño LRFD Ec. A6.2.2-4

$$\lambda_{pw(D_c)} = \lambda_{pw(D_{cp})}\frac{D_c}{D_{CP}} \le \lambda_{rw}$$ Ec. de diseño LRFD. A6.2.2-6

$$111.16\ \frac{35}{35} = 111{,}16\ 171{,}6 \le$$

$$= 1 - \left(1 - \frac{1{,}0 \times 4284{,}3}{4842.9}\right)\left(\frac{160 - 111{,}16}{171{,}6 - 111{,}16}\right)\frac{4842.9}{4284{,}3}$$

$$= 0{,}9068 \le \frac{M_p}{M_{yc}}$$

= 1,025 1,13 ≤

RPC = 1,025

Minnesota = Rpc Myc = 1,025 × 4284,3 kip-pie = 4391,5 kip-pie

Debido a que fℓ es igual a cero en este caso y Myc es igual a Myt, la resistencia a la flexión basada en el ala tensada discretamente arriostrada en esta sección no controla y no necesita ser comprobado (Diseño LRFD CA6.1.2).

Rn = Mn = 4391,5 kip-pie

A5.6.3—Región E—Secciones de momento negativo con brida de compresión discretamente arriostrada (Diseño LRFD A6.1.1)

$$mu + \frac{1}{3} f_\ell S_{xc} \le \varphi_f M_{nc}$$ Diseño LRFD Ec. A6.1.1-1

Para calificar:

$Rn = mnc \frac{1}{3} fS_{xc}$

dónde:

Mnc = resistencia nominal a la flexión especificada en el Apéndice A6.3 de Diseño LRFD y basada en el ala comprimida. Mnc debe determinarse como el menor del pandeo local resistencia y la resistencia al pandeo lateral por torsión.

A5.6.3.1—Calcular la resistencia al pandeo local (Diseño LRFD A6.3.2)

$$\lambda f = \frac{b_{FC}}{2t_{FC}}$$ Diseño LRFD Ec. A6.3.2-3

$$= \frac{\text{dieciséis}}{2 \times 2.125} = 3.76$$

$$\lambda pf = 0,38 \sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}}$$ Diseño LRFD Ec. A6.3.2-4

$$= 0,38 \sqrt{\frac{29000}{32}}$$

$= 11,4 > \lambda f$

Como λf ≤ λpf, entonces: Diseño LRFD Ec. A6.3.2-1

$Mnc = RpcM_{yc}$

Recalculando Mn = RpcMyc para la Región E:

Myc = FyS

$$= \frac{3\ 32\ \text{ksi} \times 2719{,}6\ \text{pulg.}}{12\ \text{pulgadas/pie}}$$

= 7252,3 kip-pie

Pc = 16 pulg. × 2,125 pulg. × 32 ksi = 1088 kips

Pt = Pc = 1088 kips

Pw = 980 kips

$$dt = CC = \frac{70}{2} + \frac{2.125}{2} = 36{,}06 \text{ pulgadas.}$$

D = 70 pulg.

$\bar{y}$ = 35 pulg.

$$Mp = \frac{980}{70 \times 2} \left(35^2 + (70-35)^2\right) + 2\ 1088\ 36{,}06$$

= 17150 + 78467

Machine Translated by Google

= 95617 entradas.

= 7968 kip-pie

Entonces:

RPC = , −− , RM h yc / MP − ; λ −λ (w pw Dc) / λ −λ (rw pw D C) ; MM / páginas s MM yc yc

dónde:

λpwD ( ) c = λ (Dp)wcp $\frac{D_C}{D_{CP}}$ ≤λ rw

$\sqrt{\frac{29000ksi}{32\ ksi}}$ / (0,54 × 7968kip-pie / 1,0 × 7252,3 − 0,09)^2 × 35/35 = 118,85 ≤λrw

λrw = 171,6 λw = 160

RPC = , −− × − 1,0 × 7252,3 / 7968 ; 160 118,85 / 118,85 7252,3 7252,3 ≤ − ; 7968 / 171,6 ; 7968

= 0,9299 × 1,0987

= 1,0217 ≤ 1,0987

mnc = 1,0217 × 7252,3 = 7409,7 kip-pie

A5.6.3.2—Calcular la resistencia al pandeo por torsión lateral (Diseño LRFD A6.3.3)

Lb = Longitud sin refuerzo = 18 pies 2 pulg. = 218 pulg.

En este ejemplo, la longitud no arriostrada abarca tres regiones de sección transversal, C, D y E. (o E, F y G). El artículo de diseño C6.10.8.2.3 de LRFD establece que para longitudes no arriostradas que contienen una o más transiciones, solo las transiciones ubicadas dentro del 20 por ciento de la longitud no arriostrada desde el punto de arriostramiento con el momento más pequeño pueden ignorarse y la resistencia al pandeo lateral por torsión de la longitud no prismática no arriostrada restante se puede calcular como la resistencia más pequeña basada en el resto secciones. Debido a que sólo la transición entre las Regiones C y D está ubicada dentro del 20 por ciento de la longitud no arriostrada desde el punto de arriostramiento con el momento más pequeño, esa transición particular puede ignorarse. El El pandeo lateral por torsión debe calcularse con base en la sección en la Región D.

Determine Lp y Lr para la Sección D:

bfc = bft = 16 pulg., tfc = tft = 1.375 pulg., profundidad del alma D = 70 pulg. tw = 0.4375 pulg.

Calcule el radio de giro efectivo rt:

$$r_t = \frac{b_{FC}}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{3}\frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}\right)}}$$

Diseño LRFD Ec. A6.3.3-10

$$= \frac{\text{dieciséis}}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{3}\frac{35 \times 0{,}4375}{16 \times 1{,}375}\right)}}$$

= 4,16 pulgadas.

$$L_P = 1{,}0\, r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$ Diseño LRFD Ec. A6.3.3-4

LP =

$$1{,}0 \; 4{,}16 \times \sqrt{\frac{29000}{32}} = 125{,}23 \text{ pulgadas.}$$

Calcular la constante de torsión de St. Venant J

$$J = \frac{D t_w^3}{3} + \frac{b_{fc} t_{fc}^3}{3}\left(1 - 0{,}63\frac{t_{fc}}{b_{fc}}\right) + \frac{b_{ft} t_{ft}^3}{3}\left(1 - 0{,}63\frac{t_{ft}}{b_{ft}}\right)$$ Diseño LRFD Ec. A6.3.3-9

$$= \frac{70 \times 0{,}4375^3}{3} + \frac{16 \times 1{,}375^3}{3}\left(1 - 0{,}63\frac{1{,}375}{16}\right) + \frac{16 \times 1{,}375^3}{3}\left(1 - 0{,}63\frac{1{,}375}{\text{dieciséis}}\right)$$

= 28,18 pulgadas 4

Profundidad entre la línea central de las bridas, h = 70 pulg. + 1,375 pulg. = 71,375 pulg.

Calcule Fyr para calcular Lr, donde Fyr es el menor de: Diseño LRFD A6.3.3

0,7Fyc = 0,7×32 ksi = 22,4 ksi

y:

$$R_h F_{yt} \frac{S_{xt}}{S_{xc}} = 1{,}0 \times 32 \text{ ksi} \times \frac{1884{,}6 \text{ pulgadas.}^3}{1884{,}6 \text{ pulgadas.}^3} = 32 \text{ ksi}$$

pero no menos de 0,5Fyc = 0,5×32 ksi = 16 ksi

Por lo tanto, gobiernan 22,4 ksi.

$$L_r = 1{,}95\, r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6{,}76\left(\frac{F_{yr}}{E}\frac{S_{xc} h}{J}\right)^2}}$$ Diseño LRFD Ec. A6.3.3-5

$$= 1{,}95 \times 4{,}16 \times \frac{29000}{22{,}4}\sqrt{\frac{28.18}{1.884{,}6 \times 71{,}375}}\sqrt{1 + \sqrt{1 + 6{,}76\left(\frac{22{,}4}{29000}\frac{1.884{,}6 \times 71{,}375}{28.18}\right)^2}}$$

= 495,8 pulgadas.

El modificador de gradiente de momento Cb se puede tomar igual a 1,0 en este caso de acuerdo con el Artículo de Diseño A6.3.3 de LRFD.

Nota: Si todas las transiciones se hubieran ubicado dentro del 20 por ciento de la longitud no arriostrada desde el punto de arriostramiento con el momento más pequeño, Cb no tendría que tomarse igual a 1,0 y la resistencia al pandeo lateral por torsión podría basarse en el ala más grande. En esas circunstancias, se debe calcular Cb porque los resultados conducirían a una calificación mayor.

Determine Rpc de acuerdo con los Artículos de Diseño A6.2.1 o A6.2.2 de LRFD, según corresponda, y determinar Myc:

Brida superior Pc = 16 pulg. × 1,375 pulg. × 32 ksi = 704 kips

Brida inferior Pt = 16 pulg. × 1,375 pulg. × 32 ksi = 704 kips

Web Pw = 70 pulg. × 0,4375 pulg. × 32 ksi = 980 kips

$$d_t = \frac{D}{2} + \frac{t_c}{2} = \frac{70}{2} + \frac{1,375}{2} = 36,375 \text{ pulgadas.}$$

D = 70 pulg.

Con referencia al Apéndice D6.1 de diseño de LRFD, Tabla 6.1-1, Caso I:

$$\bar{y} = \frac{D}{2} = 35 \text{ pulg.}$$

$$M_p = \frac{P_w}{2D}\left[\bar{y}^2 + \left(D - \bar{y}\right)^2\right] + \left[P_c d_c + P_t d_t\right]$$

$$= \frac{980}{2 \times 70}\left[35^2 + (70 - 35)^2\right] + 2 \times 704 \times 36,375$$

$$= (17150 + 51216) \times \frac{1}{12 \text{ pulgadas/pies}}$$

= 5697,2 kip-pie

$M_i = F_y S$ Diseño LRFD D6.2.1

$$= 32 \times 1884,6 \times \frac{1}{12}$$

= 5025,6 kip-pie

Rh = 1,0

$$\lambda_{pw(D_{cp})} = \frac{\sqrt{\dfrac{29000}{32}}}{\left(0,54 \times \dfrac{5697.2}{1,0 \times 5025,6} - 0,09\right)^2} = 110.4$$

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} = \frac{2 \times 35}{0.4375} = 160$$

= 110,4 < 160

Por tanto, la sección web no es compacta.

Compruebe si la sección cumple con los requisitos para secciones web no compactas: Diseño LRFD A6.2.2

λw < λrw

Diseño LRFD Ec. A6.2.2-1

$$\lambda w = \frac{2D_c}{t_w} = 160$$

Diseño LRFD Ec. A6.2.2-2

$$\lambda rw = 5{,}7\sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}} = 171{,}6$$

Diseño LRFD Ec. A6.2.1-3

$\lambda w = 160$ 171,6 $< \lambda =_{rw}$

Rpc se considerará como:

$$RPC = 1 - \left(1 - \frac{RM_{yc}h}{MP}\right)\left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}(_{DC})}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}(_{DC})}\right)\frac{MM_{páginas}}{MM_{yc\,yc}}$$

Diseño LRFD Ec. A6.2.2-4

$$\lambda pwD(^{c}) = \lambda_{(pw\,cp)}\frac{D_c}{D_{CP}} \leq \lambda_{rw}$$

Diseño LRFD Ec. A6.2.2-6

$$110{,}4\ \frac{35}{35} = 110{,}4\ 171{,}6 \leq$$

$$= 1 - \left(1 - \frac{1{,}0\ 5025{,}6}{5697.2}\right)\left(\frac{160\ 110{,}4}{171{,}6 - 110{,}4}\right)\frac{5697{,}2}{5025{,}6}$$

$$= 0{,}9045 \leq \frac{MM_{páginas}}{MM_{yc\,yc}}$$

$$= 1{,}025 \leq 1{,}13$$

Rpc = 1,025 y Myc = 5025,6 kip-pie = 60307 kip-pulg.

Entonces:

$$METRO_{__}\ (\text{para la Región D}) = C_b\left[1 - \left(1 - \frac{FS\ LL_{por\ año\ xc\ p}}{RM\ LL_{ordenador\ personal\ yc}}\right)\left(\frac{-}{rp}\right)\right] rm\ rm_{ordenador\ personal\ yc} \leq {}_{ordenador\ personal\ yc}$$

donde Fyr fue determinado previamente por 0,7Fyc = 0,7×32 ksi = 22,4 ksi

Diseño LRFD A6.3.3

$$mnc = 1{,}0\left[1 - \left(1 - \frac{\text{pulg. } 218 \times \text{pulg. } 125{,}23 \text{ pulg.}^3 \times 22{,}4 \text{ ksi } 1{,}025}{\text{kip-pulg. } 495{,}8 - \text{pulg. } 125{,}23 \text{ pulg.}}\right)\frac{1884{,}6}{60307}\right] RM\ RM_{yc} \leq pc\ yc\ pc$$

$$mnc = 1{,}0\ 1 \times (1\ 0{,}6829)(0{,}2503\ 1{,}025 \times 5025{,}6 \text{ kip-pie} = 4742{,}4 \text{ kip-pie}$$

$$Mnc(muelle) = METRO_{__} \times \frac{S_{(xc\ Región\ E)}}{S_{(xc\ Región\ D)}} = 4742.4 \times \frac{2719.6}{1884.6} = 6843{,}6 \text{ kip-pie}$$

6843,6 kip-pie ≤ Mnc para pandeo local = 7409,7 kip-pie

Debido a que Myc es igual a Myt, la resistencia a la flexión basada en la tensión continuamente apuntalada La brida en esta sección no controla y no necesita ser revisada.

Por lo tanto, $R_n = M_{nc}$(muelle) = 6943,6 kip-pie

A5.7—Ecuación general de clasificación de carga (6A.4.2)

$$FR = \frac{C - \gamma_{corriente\ continua}(\text{corriente continua}) - \gamma_{DW}(DW) \pm \gamma_{PAG}(PAG)}{\gamma_{L}(LL + IM)}$$ Ec. 6A.4.2.1-1

Factores de evaluación (para el estado límite de resistencia)

- Factor de resistencia, Diseño LRFD 6.5.4.2

  = 1,0 para flexión y corte

- Factor de condición, c 6A.4.2.3

  c = 1,0 Sin deterioro

- Factor del sistema, s 6A.4.2.4

  s = 1,0 Puente multivigas

A5.8—Clasificación de carga de diseño 6A.4.3

A5.8.1—Estado límite de resistencia I 6A.6.4.1

$$FR = \frac{(_c)(_s)(R_n) - \gamma_{CC}(\text{corriente continua}) - \gamma_{DW}(DW)}{\gamma_{L}(LL + IM)}$$

A5.8.1.1—Flexión en el tramo 1, 0,4 L

$$\text{Inventario RF} = \frac{(1{,}0)(1{,}0)(1{,}0)(4391{,}5) - 1{,}25(1236{,}6) - 1{,}5(98{,}9)}{1{,}75(1608{,}7)}$$

= 0,96 Gobierna

$$\text{RF operativa} = 0{,}96 \times \frac{1{,}75}{1.35}$$

= 1,24 Gobierna

A5.8.1.2—Flexión en el tramo 2, 0,5 L

$$\text{Inventario RF} = \frac{(1{,}0)(1{,}0)(1{,}0)(4391{,}5) - 1{,}25(1119{,}8) - 1{,}5(89{,}6)}{1{,}75(1552{,}5)}$$

= 1,05

$$\text{RF operativa} = 1.05 \times \frac{1{,}75}{1.35}$$

= 1,36

A5.8.1.3—Flexión en el Muelle 2

$$\text{Inventario RF} = \frac{(1{,}0)(1{,}0)(1{,}0)(6943{,}7) - 1{,}25(2558{,}0) - 1{,}5(204{,}6)}{1{,}75(1994{,}5)}$$

= 0,99 Gobierna

RF operativa = $0{,}99 \times \dfrac{1{,}75}{1.35}$

= 1,28

A5.8.2—Estado límite de servicio II (6A.6.4.1)

Calculado con fines ilustrativos; no rige para secciones no compuestas ni compactas, como se analiza más adelante.

Para Estados Límite de Servicio, C = fR 6A.4.2.1

$$FR = \frac{F_R - (\gamma_D)(F_D)}{(\gamma_L)(F_{LL+IM})}$$

$f_R = 0{,}80 R_h F_{yf}$ para secciones no compuestas Diseño LRFD 6.10.4.2.2

Anteriormente se determinó que R_h era 1,0

$f_R = 0{,}80 \times 1{,}0 \times 32$

= 25,6 ksi

$\gamma_D = \gamma_{DC} = \gamma_{DW} = 1{,}0$ Tabla 6A.4.2.2-1

$\gamma_L = 1{,}3$ para inventario

= 1,0 para funcionamiento

A5.8.2.1—En el tramo 1, 0,4 L

Inventario RF = $\dfrac{25{,}6 - (1{,}0)(9{,}24 + 0{,}74)}{(1.3)(12.02)} = 1.00$

RF operativa = $1.00 \times \dfrac{1.30}{1.00} = 1.30$

A5.8.2.2—En el tramo 2, 0,5 L

Inventario RF = $\dfrac{25{,}6 - (1{,}0)(8{,}36 + 0{,}67)}{(1{,}3)(11{,}60)} = 1.10$

RF operativa = $1{,}10 \times \dfrac{1{,}30}{1{,}00} = 1.43$

A5.8.2.3—En el muelle 2

Inventario RF = $\dfrac{25{,}6 - (1{,}0)(11{,}29 + 0{,}90)}{(1{,}3)(8{,}80)} = 1.17$

RF operativa = $1.17 \times \dfrac{1.30}{1.00} = 1{,}52$

Como se ve aquí, los factores de calificación de Fuerza I gobiernan sobre los factores de calificación de Servicio II correspondientes. Esta es una afirmación cierta para todas las vigas de acero no compuestas y no compactas. Durante las clasificaciones normales, no es necesario calcular los factores de clasificación de Servicio II para la carga de diseño. Clasificación cuando la viga de acero no es compuesta ni compacta. Esto es cierto tanto en LRFD como en LRFR.

A5.8.3—Clasificación de carga legal (6A.4.4)

Las clasificaciones de carga de diseño a nivel de inventario no fueron todas > 1,0. Las clasificaciones de carga de diseño a nivel operativo fueron todos > 1,0. Si un estado (o propietario) permite vehículos legales que exceden las cargas legales de AASHTO, entonces serán necesarias clasificaciones de carga con los vehículos legales del estado. Legal Las capacidades de carga utilizando las cargas legales de AASHTO se demuestran a modo ilustrativo.

El tipo 3-3 se rige para las ubicaciones de momentos positivos y la carga tipo carril se rige para las ubicaciones de momentos negativos. Los factores de calificación se demostrarán utilizando sólo las cargas gobernantes. (Consulte la Tabla A5.5.3.1b-1 para conocer los esfuerzos de flexión de la viga).

A5.8.3.1—Estado límite de resistencia I (6A.6.4.2.1)

TDA = 5500 — Tabla 6A.4.4.2.3a-1

γ_L = 1,8

A5.8.3.1a —Flexión en el tramo 1, 0,4 L

Tipo 3-3 + gmMLL + IM = 973,8 kip-pie

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(4391,5) - (1,25)(1236,6) - (1,5)(98,9)}{(1,8)(973,8)}$$

= 1,54

A5.8.3.1b —Flexión en el tramo 2, 0,5 L

Tipo 3-3 + gmMLL + IM = 937,8 kip-pie

A5.8.3.1c —Flexión en el Muelle 2

Carga tipo carril – gmMLL + IM = 1264,7 kip-pie

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(6943,6) - (1,25)(2558,0) - (1,5)(204,6)}{(1,8)(1264,7)}$$

= 1,51 Gobierna

A5.8.3.2—Estado límite de servicio II (6A.6.4.2.2)

$f_R = 0{,}80 R_h F_{yf}$ para secciones no compuestas

Anteriormente se determinó que R_h era 1,0 — Diseño LRFD 6.10.4.2.2

$f_R = 0{,}80 \times 1{,}0 \times 32$ — Tabla 6A.4.2.2-1

= 25,6 ksi

$\gamma_D = \gamma_{DC} = \gamma_{DW} = 1{,}0$

$\gamma_{LL} = 1{,}3$

Machine Translated by Google

A5.8.3.2a—En el tramo 1, 0,4 L (controles de camión tipo 3-3)

$$FR = \frac{25,6 - 1,0(9,24 + 0,74)}{1,3(7,27)}$$

= 1,65

A5.8.3.2b—En el tramo 2, 0,5 L (controles de camión tipo 3-3)

$$FR = \frac{25,6 - 1,0(8,36 + 0,67)}{1,3(7,00)}$$

= 1,82

A5.8.3.2c—En el muelle 2 (regulaciones de carga de tipo carril)

$$FR = \frac{25,6 - 1,0(11,29 + 0,90)}{1,3(5,58)}$$

= 1,85

A5.9—Evaluación de corte 6A.6.10

Corte máximo en el Muelle 1 (ver cálculos anteriores):

V_{CC} = 106,8 kips

V_{DW} = 8,5 kips

gV_{LL} + IM = 116,2 kips (HL-93)

gV_{LL} + IM = 72,3 kips (Tipo 3-3)

A5.9.1—Resistencia al corte en el muelle 1

Espaciado de refuerzos verticales = 5 pies c/c

Profundidad web:

D = 70 pulg. = 5,83 pies

3D = 3 × 70 pulg. = 210 pulg. = 17,5 pies

Como el espaciamiento de los rigidizadores transversales es menor que 3D, los paneles del alma interior se consideran rígido. Diseño LRFD 6.10.9

A5.9.2—Resistencia al corte para paneles interiores

Controlar: Diseño LRFD Ec. 6.10.9.3.2-1

$$\frac{2DT_w}{(\text{por ciento} + \text{fc fc pie pie})} \le 2.5$$

$$\frac{2DT_w}{(\text{por ciento} + \text{fc fc pie pie})} = \frac{2 \times 70 \times 0,4375}{(16 \times 2,125 + 16 \times 2,125)} = 0,9 \le 2,5$$

Entonces:

Diseño LRFD
Ec. 6.10.9.3.2-2

$$Vn = VC_{pag} + \frac{1\ (C_{0,87}}{\sqrt{1+ \left(\frac{oh}{dD}\right)^2}}$$

Vn = 0,58 FywDtw

Diseño LRFD
Ec. 6.10.9.3.2-3

= 0,58 × 32 × 70 × 0,4375

= 568,4 kips

Determinar C:

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{}{extraño}\right)^2}$$

Diseño LRFD
Ec. 6.10.9.3.2-7

donde do = espaciamiento de refuerzos = 60 pulg.

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{60}{70}\right)^2} = 11.81$$

Si:

Diseño LRFD
Ec. 6.10.9.3.2-4

$$\frac{}{wdt} < 1,12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

entonces:

C = 1,0

$$\frac{}{wdt} = \frac{70}{0.4375} = 160$$

$$1.12\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1.12\sqrt{\frac{29000\ 11,81}{32\times}} = 115,9$$

160 > 115,9 FALLAR

Si:

Diseño LRFD
Ec. 6.10.9.3.2-5

$$1.12\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} 1{\leq}40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

entonces:

$$C = \frac{1.12}{\left(\frac{}{DT_w}\right)^2} \frac{Ek}{F_{yw}}$$

Machine Translated by Google

$$1{,}40\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 144{,}9$$

160 > 144,9 FALLAR

Si:

Diseño LRFD Ec. 6.10.9.3.2-6

$$\frac{D}{t_w} > 1{,}40\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$ VERDADERO

entonces:

$$C = \frac{1{,}57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}\frac{Ek}{F_{yw}}$$

$$C = \frac{11{,}81}{160^2}\ \frac{1{,}57 \times 29000}{32} = 0{,}656$$

$$Vn = V_p C + \frac{0{,}87(1 - C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}}$$

$$= 568{,}4\ 0{,}656 + \frac{0{,}87(1 - 0{,}656)}{\sqrt{1+\left(\frac{60}{70}\right)^2}}$$

= 502,0 kips

VR = φvVn

= 1,0 × 502,0 = 502,0 kips

A5.10—Clasificación de corte en el muelle 1

v = 1,00 Diseño LRFD 6.5.4.2

c = 1,00 6A.4.2.3

φs = 1,00 6A.4.2.4

A5.10.1—Clasificación de carga de diseño 6A.4.3

Fuerza I Estado Límite: 6A.6.4.1

Cizalla de inventario:

$$FR = \frac{(1{,}0)(1{,}0)(1{,}0)(502{,}0) - (1{,}25)(106{,}8) - (1{,}50)(8{,}5)}{(1{,}75)(116{,}2)}$$

$= 1{,}75$

Cizalla operativa:

$$FR = 1{,}75 \times \frac{1{,}75}{1.35} = 2.27$$

usando la misma R como inventario.

A5.10.2—Clasificación de carga legal (el tipo 3-3 rige) 6A.4.4

Fuerza I Estado Límite: 6A.6.4.2.1

Cortar:

$$FR = \frac{(1{,}0)(1{,}0)(1{,}0)(502{,}0) - (1{,}25)(106{,}8) - (1{,}50)(8{,}5)}{(1{,}80)(72{,}3)}$$

$= 2{,}73$

Utilizando la misma resistencia al corte que para HL-93.

Nota: R podría recalcularse para cargas legales, lo que daría como resultado una mayor resistencia y clasificación.

A5.10.3—Clasificación de carga permitida (6A.4.5)

Tipo de permiso: Carga legal de rutina 6A.4.5.2
RF > 1.0 El puente puede evaluarse para permisos Peso del permiso: 220 kips

El vehículo con permiso se muestra en el Ejemplo A1A, Figura A1A.1.10-1

ADTT (una dirección): 5500

Estado límite de resistencia II: 6A.6.4.2

Factor de carga γ_L = 130 Tabla 6A.4.5.4.2a-1

IM = 33 % (se desconoce el estado de la superficie de conducción) 6A.4.5.5

Utilice los factores de distribución de carga viva con carga de carriles múltiples. 6A.4.5.4.2a

Rango 1: +M gm = 0,594

Rango 2: +M gm = 0,560

Muelle 2: –M gm = 0,588

Muelle 1: Vgv máx. = 0,803

gramos = 0,604

6A.4.5.4.1

		Permiso	Carga de carril, 0,2 kip/
Máx +M	Lapso 1	3775,3	pie
Máx +M	Lapso 2	3884,8	NA
–M en	Muelle 2	2621,8	NA 433,9 Sin IM para carga
Max V a la izquierda de	Muelle 1	190,6	de carril NA

Efectos de carga distribuida con IM:

Rango 1: +MLL + IM = (3775,3)(1,33)(0,594) = 2982,6 kip-pie

Rango 2: +MLL + IM = (3884,8)(1,33)(0,560) = 2893,4 kip-pie

Muelle 2: –MLL + IM = [(2621,8)(1,33) + 433,0](0,588) = 2305,0 kip-pie

Muelle 1: VLL + IM = (190,6)(1,33)(0,803) = 203,6 kips

Flexura	S, pulg.3	gm MLL + IM, kip-ft	fLL + IM, ksi	fDC, ksi	fDW, ksi 22,3 9,24
Tramo 1 a 0,4 L	1606,6	2982,6	10,2 11,29	21,6	0,74
Muelle	2719,6	2305,0	8,36		0,90
2 Tramo 2 a 0,5 L	1606,6	2893,4			0,67

Previamente se determinó la resistencia nominal a flexión de cada sección. Consulte la subsección A5.6 de este ejemplo.

Para las regiones B y H de momento positivo, Mn = 4391,5 kip-pie

Para momento negativo Región E, Mnc= 6943,6 kip-pie

Factores de clasificación de flexión

A5.10.3.1—Flexión en el tramo 1, 0,4 L

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(4391,5) - (1,25)(1236,6) - (1,5)(98,9)}{(1,3)(2982,6)}$$

= 0,70 < 1,0 Gobierna

A5.10.3.2—Flexión en el tramo 2, 0,5 L

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(4391,5) - (1,25)(1119,8) - (1,5)(89,6)}{(1,3)(2893,4)}$$

= 0,76 < 1,0

A5.10.3.3—Flexión en el Muelle 2

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(6943,6) - (1,25)(2558,0) - (1,5)(204,6)}{(1,3)(2305,0)}$$

= 1,15 > 1,0

Como flexura gobernante:

FR = 0,70 < 1,0

La verificación del permiso falla en flexión.

Si los factores de clasificación de Resistencia a la flexión II fueran mayores que 1,0, los factores de resistencia al corte II y Los factores de calificación de Servicio II también deben evaluarse antes de la aprobación del permiso.

A5.11—Resumen de los factores de calificación

Tabla A5.11-1—Resumen de factores de calificación—Viga interior

Estado límite	Clasificación de carga de diseño (HL-93)		Clasificación de carga legal		Carga permitida Clasificación
	Inventario	Operando	Carga gobernante		
Fuerza I					
Flexión a 0,4L (+M)	0,96	1,24	Tipo 3-3	1,54	
Flexión a 0,5L (+M)	1,05	1,36	Tipo 3-3	1,69	
Flexión en el muelle 2 (–M)	0,99	1,28	carril	1,51	
Corte en muelle 1	1,75	2,27	Tipo 3-3	2,73	
Servicio II					
Flexión a 0,4L (+M)	1,00	1,30	Tipo 3-3	1,65	
Flexión a 0,5L (+M)	1,10	1,43	Tipo 3-3	1,82	
Flexión en el muelle 2 (–M)	1,17	1,52	carril	1,85	
Flexión de					
Fuerza II a 0,4 L (+M)					0,70
Flexión a 0,5L (+M)					0,76
Flexión en el muelle 2 (–M)					1,15

A5.12—Referencias

AASHTO. 2007. Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD, cuarta edición, LRFDUS-4-M o LRFDSI-4. Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte, Washington, DC.



A6—A TRAVÉS DEL PUENTE DE ARMADURA PRATT: VERIFICACIÓN DE CARGA DE DISEÑO DE MIEMBROS DE ARMADURA SELECCIONADOS

A6.1—Datos del puente

Longitud de espacio:	175 pies (tramo único, armadura conectada con pasadores)
Año de construcción:	1909
Material:	Acero F_y = 36 ksi (rendimiento nominal por prueba)
	F_{tu} = 65,4 ksi (máximo nominal según prueba)
Condición:	Sin deterioro. NBI Artículo 59 Código = 7
Superficie de conducción:	No verificado ni documentado en campo
ADTT (una dirección):	Desconocido
Sesgar:	0°

A6.2—Propiedades del miembro

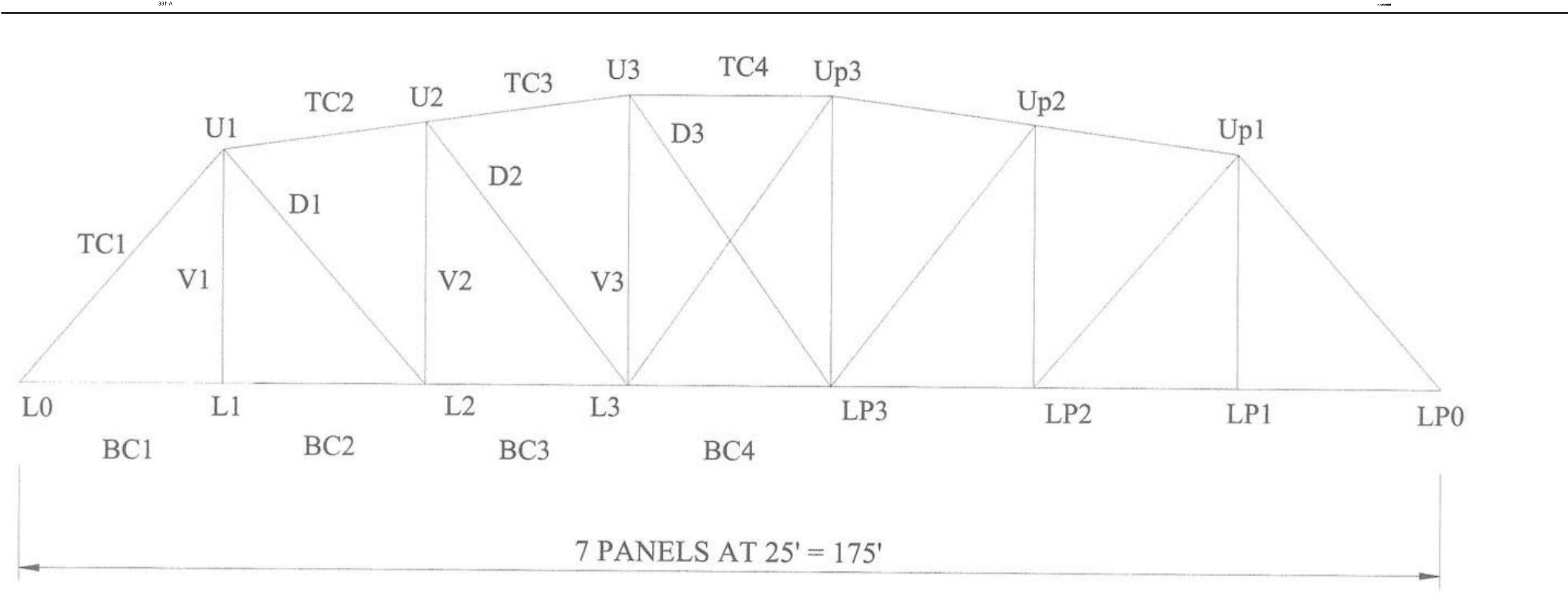
Miembro	Sección	A, pulg.2	r, pulg.
Acorde superior TC4 remachado	Urbanizado Tramo 2 Web Pl. 21 × 1/2	55.3	9,1
	2 Ángulo inferior 5 × 31 /2 × 2 5/8		
	Ángulo superior 31 /2 × 31 /2 × 3/8		
	Placa de cubierta superior 27 × 1/2		
Acorde inferior BC4	6 barras oculares 8	48,0 — 24,0 —	
diagonal D1	× 1 2 barras oculares 8	19,92 —	
Vertical V1 Remachado	× 11 /2 2 canales—15C33.9#		

A6.3—Análisis de carga muerta

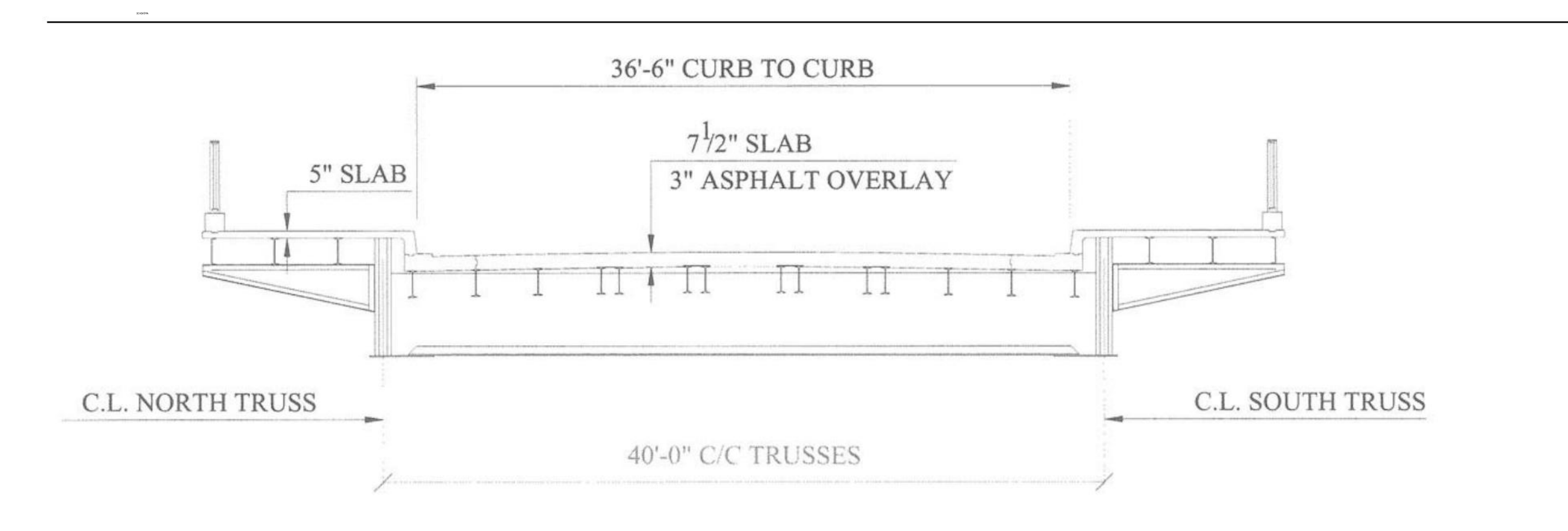
Espesor del asfalto = 3 pulgadas (medido en el campo)

Efectos de la fuerza de carga muerta (DC = Componente, DW = Superficie de desgaste)

Miembro	PDC	PDW
TC4 (acorde superior)	–558,1 kips	–39,4 kips
BC4 (acorde inferior)	535,1 kips	37,7 kips
D1 (diagonal)	253,2 kips	17,8 kips
V1 (Vertical)	106,2 kips	9,2 kips



TRUSS ELEVATION


36'-6" CURB TO CURB
$7\frac{1}{2}$" SLAB
3" ASPHALT OVERLAY
5" SLAB
C.L. NORTH TRUSS
C.L. SOUTH TRUSS
40'-0" C/C TRUSSES
CROSS SECTION

A6.4—Análisis de carga viva (verificación de carga de diseño)

Utilice la regla de la palanca para la distribución de cargas vivas a la armadura Norte. Diseño LRFD 4.6.2.4

Analizando como una estructura plana.

Aplicación de carga HL-93 dentro de un carril: Diseño LRFD 3.6.1.3.1

R representa la resultante de las cargas sobre carriles y ruedas.

W = carga de carril

P = cargas de las ruedas

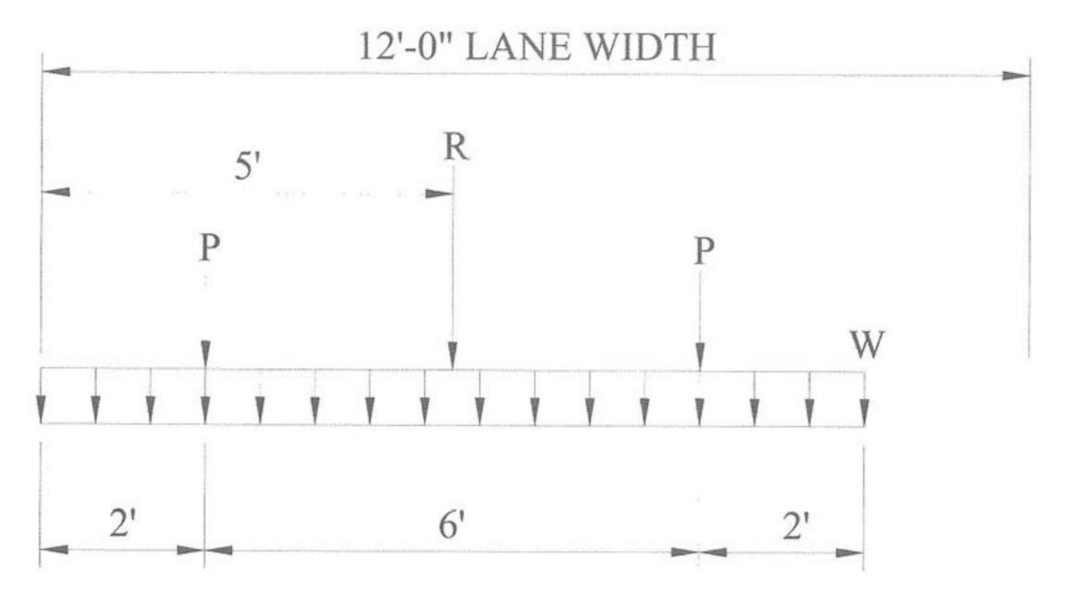


Figura A6.4-1—Colocación de carga típica dentro de un carril

Ancho de la carretera = 36,5 pies

Distancia entre vigas = 40 pies

Distancias al borde = 1,75 pies

A6.4.1—Factores de distribución de carga viva

A6.4.1.1—Un carril cargado (consulte la Figura A6.4.1-1)

Factor de presencia múltiple = 1,2 Tabla de diseño LRFD 3.6.1.1.2-1

Factor de distribución

$$= \frac{40\ 1{,}75\ 5}{40} \times 1.2$$

$$= 0{,}998$$

A6.4.1.2—Dos carriles cargados (consulte la Figura A6.4.1-1)

Factor de presencia múltiple = 1,0

Factor de distribución

$$= (33{,}25 + 21{,}25 \times 1{,}0)\frac{1}{40.00}$$

= 1,363 Gobierna

A6.4.1.3—Tres carriles cargados (consulte la Figura A6.4.1-1)

Factor de presencia múltiple = 0,85

Factor de distribución

$$= (33{,}25 + 21{,}25 + 9{,}25) \times 0{,}85 \left(\frac{1}{40.00}\right)$$

= 1,355

A6.4.2—Efectos de la fuerza de carga viva (debido a HL-93)

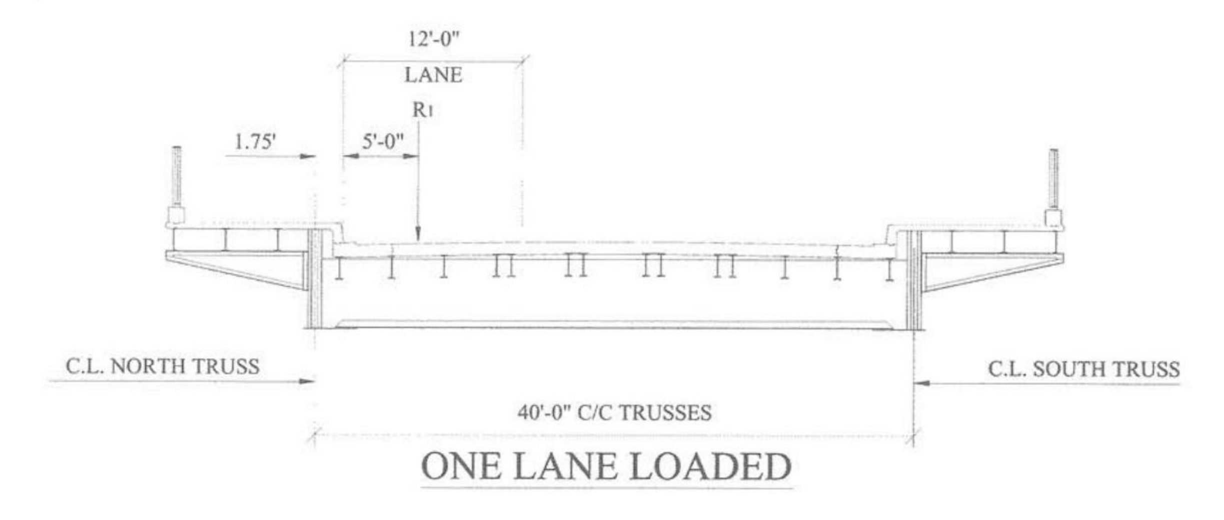
Factor de distribución gramo = 1,363

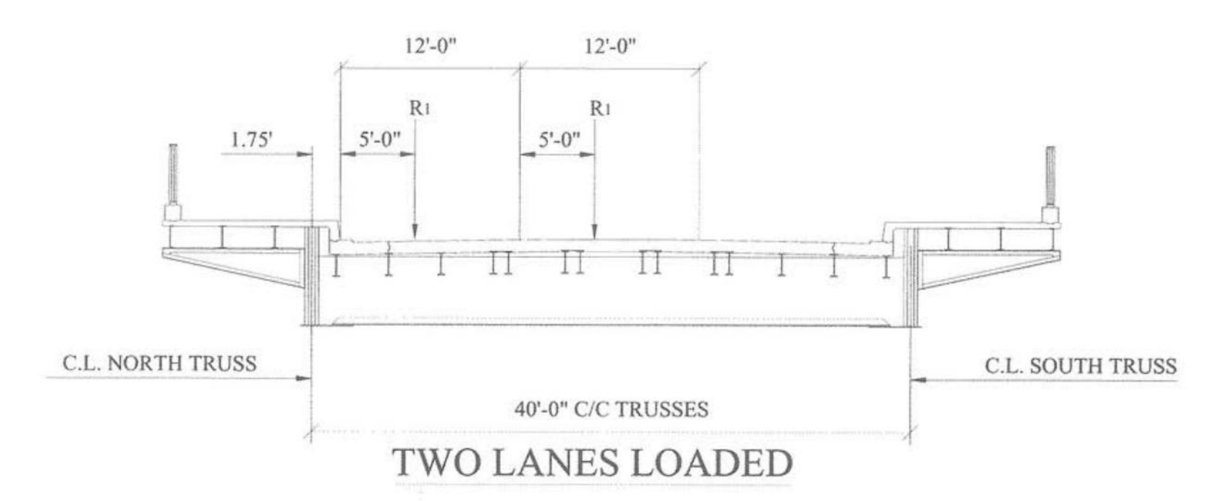
Asignación de carga dinámica IM = 33%

Las siguientes fuerzas en los miembros se calcularon utilizando líneas de influencia. No distribuido, sin impacto.

A6.4.2.1—Miembro TC4 (Ver Figura A6.3-1)

Carga del carril de diseño	= –68,1 kips	
Camión de diseño	= –76,3 kips	Gobierna
Tándem de diseño	= –53,2 kips	
PLL + mensajería instantánea	= –68,1 – 76,3 × 1,33	
	= –169,6 kips	
gramo × PLL + IM	= (1,363) (–169,6 kips)	
	= –231,1 kips	





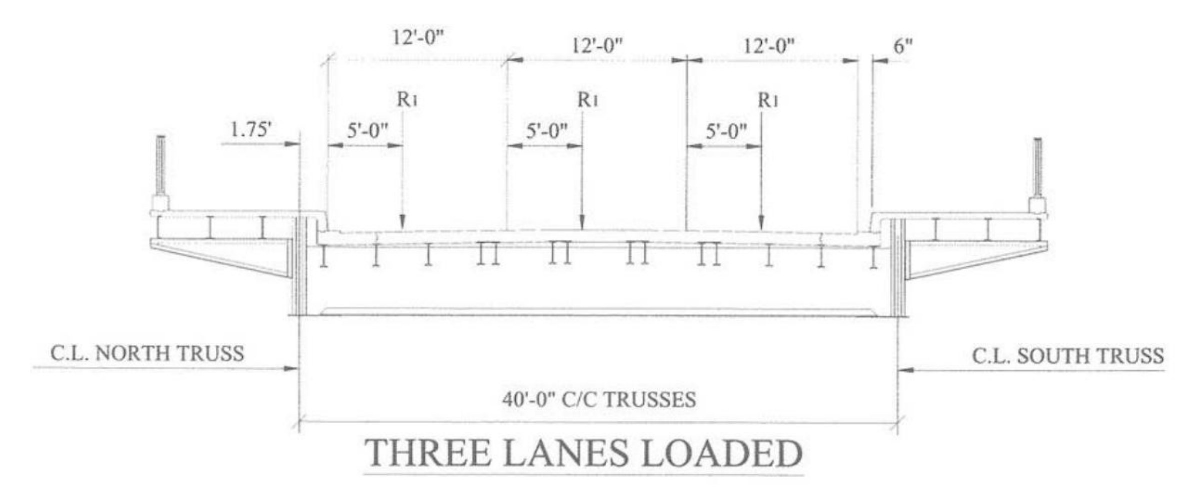


Figura A6.4.1-1—Colocación de carga para distribución hacia la armadura norte

A6.4.2.2—Miembro BC4

Carga del carril de diseño = 65,3 kips

Camión de diseño = 73,1 kips Gobierna

Tándem de diseño = 51,0 kips

PLL + mensajería instantánea = 65,3 kips + 73,1 × 1,33

= 162,5 kips

g × PLL + IM = (1,363) (162,5 kips)

= 221,5 kips

A6.4.2.3—Miembro D1

Carga del carril de diseño = 33,9 kips

Camión de diseño = 49,3 kips Gobierna

Tándem de diseño = 36,4 kips

PLL + mensajería instantánea = 33,9 kips + 49,3 × 1,33

= 99,5 kips

gramo × PLL + IM = (1,363) (99,5 kips)

= 135,6 kips

A6.4.2.4—Miembro V1

Carga del carril de diseño = 16,0 kips

Camión de diseño = 49,6 kips (Gobierna)

Tándem de diseño = 46,0 kips

PLL + mensajería instantánea = 16,0 kips + 49,6 × 1,33

= 82,0 kips

g × PLL + IM = (1,363) (82,0 kips)

= 111,7 kips

A6.5—Calcular la resistencia nominal de los miembros

A6.5.1—Acorde superior TC4 (miembro de compresión)

Área = 55,30 pulg.2 r = 9,1 pulg.

Longitud = 25 pies

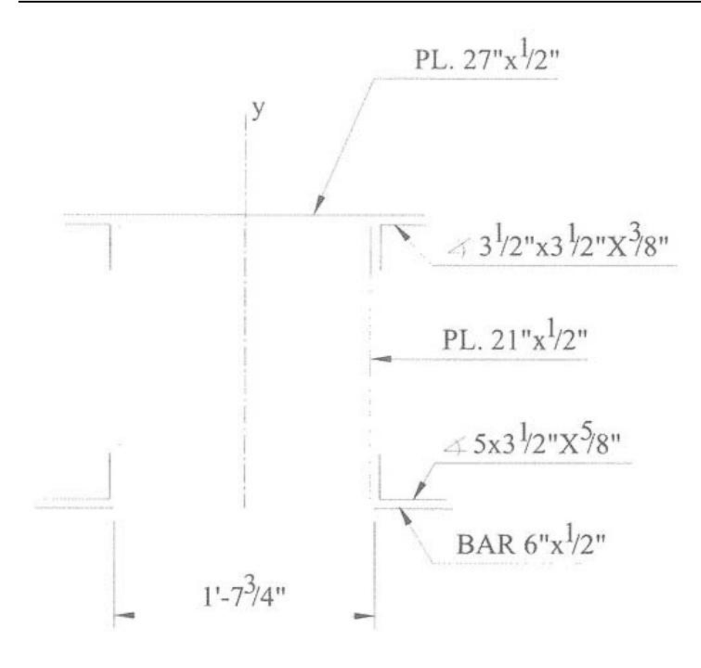


Figura A6.5.1-1—Sección transversal del cordón superior

Miembro TC4:

Área = 55,30 pulgadas 2

yo = 5716,8 pulgadas 4

Iz = 4541,3 pulgadas 4

El eje de gravedad de la cuerda superior coincide con la línea de trabajo que conecta los pasadores.

Por lo tanto, la cuerda superior se evalúa como una columna cargada concéntricamente.

El Apéndice I6A ilustra un ejemplo donde los pasadores son excéntricos.

Relación límite de esbeltez: Diseño LRFD 6.9.3

$$\frac{k}{r} = \frac{0{,}875 \times 25 \times 12}{9.1} = 28{,}8 < 120 \text{ para miembros principales}$$ DE ACUERDO

k = 0,875 para extremos con pasadores Diseño LRFD 4.6.2.5

Resistencia a la compresión nominal: Diseño LRFD 6.9.4.1

El término de esbeltez de la columna λ se define como:

$$\lambda = \left(\frac{k \ell}{r_s \pi}\right)^2 \frac{F_y}{E}$$

$$= \left(\frac{k\ell/r}{\pi}\right)^2 \frac{F_y}{E}$$

$$= \left(\frac{28.8}{\pi}\right)^2 \frac{36}{29000}$$

= 0,104 < 2,25 Columna de longitud intermedia

Verifique las relaciones límite de ancho/espesor: Diseño LRFD 6.9.4.2

$$\frac{b}{t} \leq k\sqrt{\frac{mi}{F_y}}$$

Ec. de diseño LRFD. 6.9.4.2-1

k = coeficiente de pandeo de la placa como se especifica en la Tabla de Diseño 6.9.4.2-1 de LRFD.

Placa superior, k = 1,40: Tabla de diseño LRFD 6.9.4.2-1

$$\frac{b}{t} \leq 1,40\sqrt{\frac{mi}{F_y}}$$

b = 18,75 pulgadas (ángulos espalda con espalda)

$$\frac{b}{t} = \frac{18,75}{1/2} = 37,5$$

$$1,40\sqrt{\frac{mi}{F_y}} = 1,40\sqrt{\frac{29000}{36}} = 39,7$$

$$\frac{b}{t} = 37,5 < 39,7$$

DE ACUERDO

Placas de alma, k = 1,49: Diseño LRFD Tabla 6.9.4.2-1

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,49\sqrt{\frac{mi}{F_y}}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{21}{0,5} = 42$$

$$1,49\sqrt{\frac{mi}{F_y}} = 1,49\sqrt{\frac{29000}{36}}$$

$= 42,3\ 42 > = \frac{h}{t}$

DE ACUERDO

Brida inferior, k = 0,45 Diseño LRFD Tabla 6.9.4.2-1

$\frac{b}{t} \leq 0,45 \sqrt{\frac{mi}{F_y}}$

$\frac{b}{t} = \frac{6}{\frac{5}{8} + 0,5} = 5.33$

$0,45 \sqrt{\frac{mi}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{29000}{36}}$

$= 12,8 > 5,33 = \frac{b}{t}$ DE ACUERDO

La sección construida cumple con las relaciones límite ancho/espesor; No se producirá pandeo local antes de la fluencia.

Asλ < 2,25 (Ver cálculos anteriores)

$P_n = -0,66^{\lambda} F_y A_s$ Diseño LRFD Ec. 6.9.4.1-1

$= - 0,66^{(0,104)} \times 36 \times 55,30$

$= - 0,957 \times 36 \times 55,30$

= −1906,6 kips

$P_r = \varphi_c P_n$ Diseño LRFD Ec. 6.9.2.1-1

c = 0,90 Diseño LRFD 6.5.4.2

Pr = 0,9 × (–1906,6) = 1715,9 kips

A6.5.2—Miembro del cordón inferior BC4 (Miembro a tensión)

6 barras oculares de 8 pulg. × 1 pulg.

Área total = 48 pulgadas 2

A6.5.2.1—Estado límite: cedencia sobre el área bruta (en el vástago de la barra ocular)

$P_r = \varphi_y F_y A_g$ Ec. de diseño LRFD. 6.8.2.1-1

$\varphi_y = 0,95$ Diseño LRFD 6.5.4.2

$P_r = 0,95 \times 36 \times 48 = 0,95(1728)$

= 1641,6 kips Gobierna

A6.5.2.2—Estado límite: fractura en la cabeza de la barra ocular

$P_r = \varphi_u F_u A_n U$ Diseño LRFD Ec. 6.8.2.1-2

U = 1,0

$\varphi_u = 0,80$ Diseño LRFD 6.5.4.2

Ancho de la cabeza de la barra ocular en la línea central del pasador = 18 pulg.

Tamaño del orificio del pasador = 61 /2 pulg. + 1/32 pulg.

Un = (18 pulg. – 61 /2 pulg. – 1/32 pulg.) × 1 pulg.

= 11,53 pulgadas 2 por barra ocular

$\frac{A}{\text{una caña}} = \frac{11.53}{8 \times 1} = 1{,}43 \geq 1{,}35$ DE ACUERDO 6A.6.6.2

pr = 0,80 65,4 × 11,53 6 × 0,80 × (4524,4)

= 3619,5 kips >1641,6 kips

Un valor menor de Pr rige:

pr = 1641,6 kips

A6.5.3—Miembro diagonal D1

2 barras oculares de 8 pulg. × 1 1/2 pulg.

Área total = 24 pulgadas 2

A6.5.3.1—Estado límite: cedencia sobre el área bruta (en el vástago de la barra ocular) (Ecuación de diseño LRFD 6.8.2.1-2)

pr = φyFyAg Diseño LRFD Ec. 6.8.2.1-1

= 0,95 × 36 × 24 = 0,95(864)

= 820,8 kips

A6.5.3.2—Estado límite: fractura en la cabeza de la barra ocular

pr = φuFuAnU Diseño LRFD Ec. 6.8.2.1-2

Ud. = 1,0

φu = 0,80

Ancho de la cabeza de la barra ocular en la línea central del pasador = 18 pulg.

Tamaño del orificio del pasador = 61 /2 pulg. + 1/32 pulg.

Un = (18 pulg. – 61 /2 pulg. – 1/32 pulg.) × 1,5 pulg. 6A.6.6.2

= 17,20 pulgadas 2

$\frac{A}{\text{una caña}} = \frac{17.20}{8 \times 1{,}5} = 1{,}43 \geq 1{,}35$ DE ACUERDO

pr = 0,80 65,4 11,53 6 0,80 (4524,4)

= 3619,5 kips > 1641,6 kips

= 1799,8 kips > 820,8 kips

Gobierna el menor valor de Pr

pr = 820,8 kips

A6.5.4—Miembro vertical V1

2 15C 33.9

Área total Ag = 19,92 pulg2

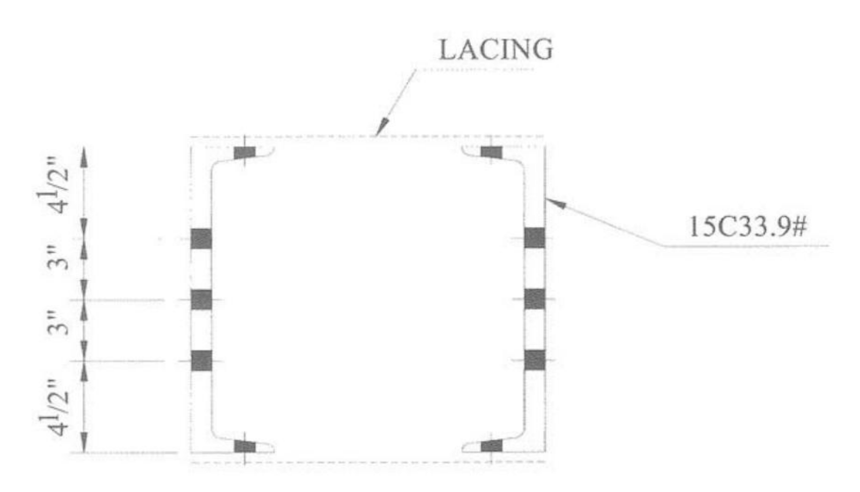


Figura A6.5.4-1—Sección transversal de un miembro vertical

A6.5.4.1—Estado límite: rendimiento sobre el área bruta

$P_r = \varphi_y F_y A_g$ Ec. de diseño LRFD. 6.8.2.1-1

$= 0{,}95 \times 36 \times 19{,}92 = 0{,}95\ (717{,}1)$

$= 681{,}3$ kips

A6.5.4.2—Estado límite: fractura en el área neta (en los orificios de los remaches)

$P_r = \varphi_u F_u A_n U$ Ec. de diseño LRFD. 6.8.2.1-2

$\varphi_u = 0{,}80$

$U = 0{,}85$ Diseño LRFD 6.8.2.2

Cargas transmitidas únicamente a través de webs; tres o más remaches por línea

Area neta:

Área bruta por canal = 9,96 pulgadas2 Diseño LRFD 6.8.3

Grosor de la red = 0,4 pulg.

Espesor de brida = 0,6 pulg.

Agujero de remache = 15/16 pulg.

s = 11/2 pulg .

gramo = 41/2 pulg .

$\frac{s^2}{4g} = \frac{1{,}5^2}{4 \times 4{,}5} = 0{,}125$

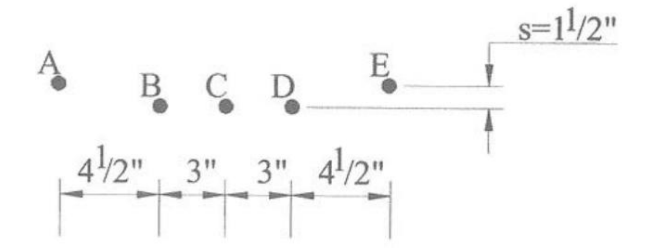


Figura A6.5.4.2-1—Espaciamiento entre orificios de remache para el área neta

BCD:

Una red = $9{,}96 - 3 \times \frac{15}{16} \times 0{,}4$

= 8,84 pulg.2 por canal

A B C D E:

Una red = Agro – áreas de agujeros + (# de diagonales) (espesor) $\frac{s^2}{4g}$

= $9{,}96 - 3 \times \frac{15}{16} \times 0{,}4 - 2 \times \frac{15}{16} \times 0{,}6 + 2 \times 0{,}125 \times 0{,}40$

= 9,96 – 2,25 + 0,1

= 7,81 pulg.2 por canal < 8,84 pulg.2

Una red = 7,81 pulg.2 por canal

Total Anet = $2 \times 7{,}81$ = 15,62 pulgadas.

pr = $0{,}80 \times 65{,}4 \times (15{,}62 \times 0{,}85) = 0{,}80 \times 868{,}3$

= 694,7 = kips > 681,3 kips

Gobierna el menor valor de Pr

pr = 681,3 kips

Machine Translated by Google

A6.6—Ecuación general de clasificación de carga

$$FR = \frac{C - \gamma_{corriente\ continua}(corriente\ continua) - \gamma_{DW}(DW) \pm \gamma_{PAG}(PAG)}{\gamma(LL + IM)}$$ Ec. 6A.4.2.1-1

A6.7—Factores de evaluación (para estados límite de resistencia)

A6.7.1—Factor de resistencia, φ

Incluido en cálculos anteriores de resistencias axiales factorizadas y no utilizado en las ecuaciones de RF siguientes.

A6.7.2—Factor de condición, φc 6A.4.2.3

$\varphi_c = 1{,}0$ sin deterioro

A6.7.3—Factor del sistema, φs 6A.4.2.4

$\varphi_s = 0{,}90$ para miembros de armadura remachados y múltiples barras de ojo

A6.8—Clasificación de carga de diseño (6A.4.3)

Fuerza I Estado Límite: 6A.6.4.1

Tabla 6A.4.2.2-1

Carga	Inventario	Operando	
CC, DW	1.25	1.25	El espesor del asfalto se midió en campo.
LL + IM	1,75	1.35	

A6.8.1—Acorde superior TC4

P_{DC} = –558,1 kips

P_{DW} = –39,4 kips

$P_{LL + \text{mensajería instantánea}}$ = –231,1 kips

P_r = –1715,9 kips

Inventario: $RF = \frac{(1{,}0)(0{,}90)(1715{,}9) - (1{,}25)(558{,}1) - (1{,}25)(39{,}4)}{(1{,}75)(231{,}1)}$

$= 1{,}97$

Funcionamiento: $RF = 1{,}97 \times \frac{1{,}75}{1.35}$

$= 2.55$

A6.8.2—Acorde inferior BC4

P_{DC} = 535,1 kips

P_{DW} = 37,7 kips

$P_{LL + \text{mensajería instantánea}}$ = 221,5 kips

P_r = 1641,6 kips

Inventario: RF

$$= \frac{(1,0)(0,90)(1641,6)\ (1,25)(\ 535,1)\ (1,25)(\ 37,3)}{(1,75)(221,5)}$$

$= 1,97$

Funcionamiento: RF

$$=\times 1,97 \quad \frac{1,75}{1.35}$$

$= 2.55$

A6.8.3—Diagonal D1

PDC = 253,2 kips

PDW = 17,8 kips

PLL + mensajería instantánea = 135,6 kips

pr = 820,8 kips

Inventario: RF

$$= \frac{(1,0)(0,90)(820,8)\ (1,25)(253,2)\ (1,25)(\ 17,8)}{(1,75)(135,6)}$$

$= 1,69$

Funcionamiento: RF

$$=\times 1,69 \quad \frac{1,75}{1.35}$$

$= 2.18$

A6.8.4—Vertical V1

PDC = 106,2 kips

PDW = 9,2 kips

PLL + mensajería instantánea = 111,7 kips

pr = 681,3 kips

Inventario: RF

$$= \frac{(1,0)(0,90)(681,3)\ \bar{}\ (1,25)(106,2)\ \bar{}\ (1,25)(9,2)}{(1,75)(111,7)}$$

$= 2.40$

Funcionamiento: RF

$$=\times 2,40 \quad \frac{1,75}{1.35}$$

$= 3.11$

Los límites de Servicio II se cumplirán si se satisfacen los límites de Resistencia I para miembros axiales.

A6.9—Resumen de los factores de calificación

Tabla A6.9-1—Resumen de factores de clasificación—Miembros de armadura

Estado límite	Miembro	Clasificación de carga de diseño (HL-93)	
		Operativo	Inventario
fuerza yo	Acorde superior TC4	1,97 2,55 1,97 2,55 1,69 2,18 2,40	
	Acorde inferior BC4	3,11	
	diagonal D1		
	Vertical V1		

A6.10—Referencias

AASHTO. 2007. Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD, cuarta edición, LRFDUS-4-M o LRFDSI-4. Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte, Washington, DC.

A7—DISEÑO DE PUENTE DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO Y VERIFICACIÓN DE CARGA LEGAL

A7.1—Datos del puente

Longitud de espacio:	21,5 pies (luz simple)	
Año de construcción:	1963	
Material:	Concreto	f'_c = 3 ksi
	Acero reforzado	f_y = 40 ksi

Estado: Sin deterioro. NBI Artículo 59 Código = 6 Superficie de conducción: No verificado ni documentado en campo ADTT (una dirección): Desconocido
Inclinación: 0°

A7.2—Análisis de carga muerta

A7.2.1—Franja interior—Ancho de la unidad

A7.2.1.1—Componentes, CC

Forjado:

$\frac{14}{12}(1,0)(0,150)$ = 0,175 kip/pie

Parapeto y bordillo:

$\frac{(2)(1,5)(1,5) + (2,33)(1,0)(1,0)(0,150)}{43}$ = 0,032 kip/pie

corriente continua = 0,207 kip/pie

MDC = $\frac{1}{8} \times 0,207 \times 21,5^2$

= 12,0 kip-pie

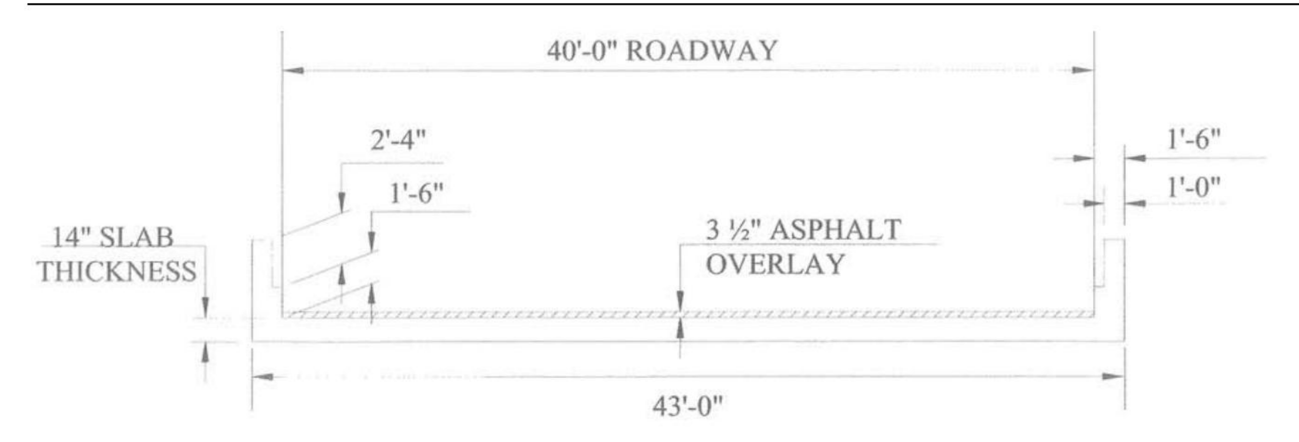
A7.2.1.2—Superficie de desgaste, DW

Espesor del asfalto = 3 1/2 pulg. (medido en campo)

Superposición de asfalto = $\frac{3,5}{12}(1,0)(0,144)$ = 0,042 kip/pie

MDW = $\frac{1}{8} \times 0,042 \times 21,5^2$

= 2,4 kip-pie



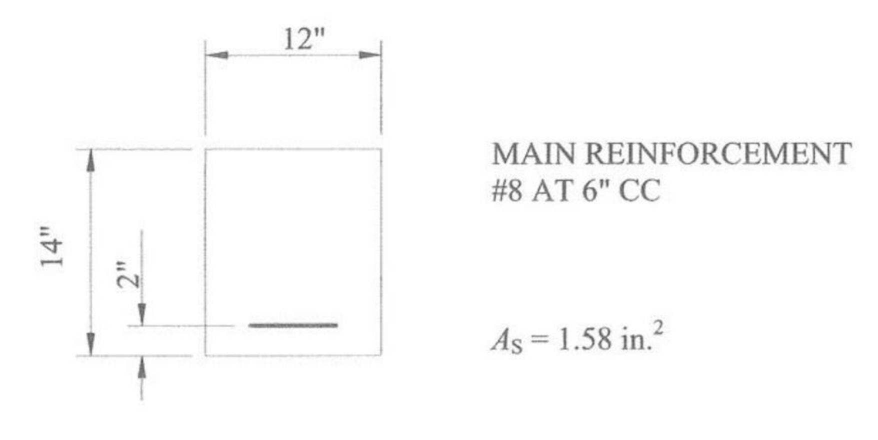


Figura A7.1-1—Puente de losa de hormigón armado

A7.3—Análisis de carga viva (verificación de carga de diseño)

Ancho de franja equivalente para puentes tipo losa (Flete Interior) — Diseño LRFD 4.6.2.3

A7.3.1—Un carril cargado

mi = 10,0 5,0 + $\sqrt{LB\ 1\ 1}$ — Diseño LRFD Ec. 4.6.2.3-1

L1 = 21,5 pies < 60 pies

W1 = Menor de 43,0 pies o 30,0 pies

= 30,0 pies

mi = 10,0 5,0 21,5 30 + $\sqrt{\quad \times}$

= 137,0 pulgadas.

= 11,41 pies

A7.3.2—Más de un carril cargado

mi $= 84{,}0 + 1{,}44\sqrt{L_1W_1} \leq \frac{12{,}0 \text{ vatios}}{\text{norte}_1}$

L_1 = 21,5 pies < 60,0 pies

W_1 = Menor de 43,0 pies o 60,0 pies

= 43,0 pies

mi $= 84 + 1{,}44\sqrt{21{,}5 \times 43}$ Diseño LRFD Ec. 4.6.2.3-2

= 127,8 pulgadas = 10,65 pies < 11,41 pies

Países Bajos $= \frac{40.0}{12} =$ 3 carriles de diseño

$\frac{12.0 \text{ W.}}{\text{norte}_1} = \frac{12 \times 43}{3} =$ 172 pulg. > 127,8 pulg. DE ACUERDO

Utilice E = 10,65 pies

Para tiras de borde longitudinal, el ancho efectivo de la tira es:

La suma de: Diseño LRFD 4.6.2.1.4b

la distancia entre el borde de la plataforma y la cara interior de la barrera

+ un cuarto del ancho de la tira especificado en el Artículo de Diseño 4.6.2.1.3, 4.6.2.3 o 4.6.2.10 según corresponda

+ 12,0 pulg.

El ancho efectivo de la tira de borde no deberá exceder la mitad del ancho total de la tira o 72,0 pulgadas.

E_2 = 18,0 pulgadas + 0,25 x 137,0 pulgadas + 12,0 pulgadas = 64,25 pulgadas

E_2 = 0,5 x 137,0 pulg. = 68,5 pulg.

E_2 = 72 pulg.

64,25 pulgadas ≤ 68,5 pulgadas.

utilice E_2 = 64,25 pulg.

El Artículo de Diseño 4.6.2.1.4b de LRFD supone que la franja del borde longitudinal soporta una línea de rueda y una porción tributaria de la carga del carril de diseño cuando corresponda.

Al comparar las relaciones entre el ancho de carga del carril de diseño tributario y el ancho efectivo de la losa, el Se estima que la franja de borde no rige para este puente. Tenga en cuenta que se asumió que la carga muerta del parapeto se distribuye uniformemente en todo el ancho del puente y que el ancho del parapeto puede desempeñar un papel influyente al determinar el caso gobernante.

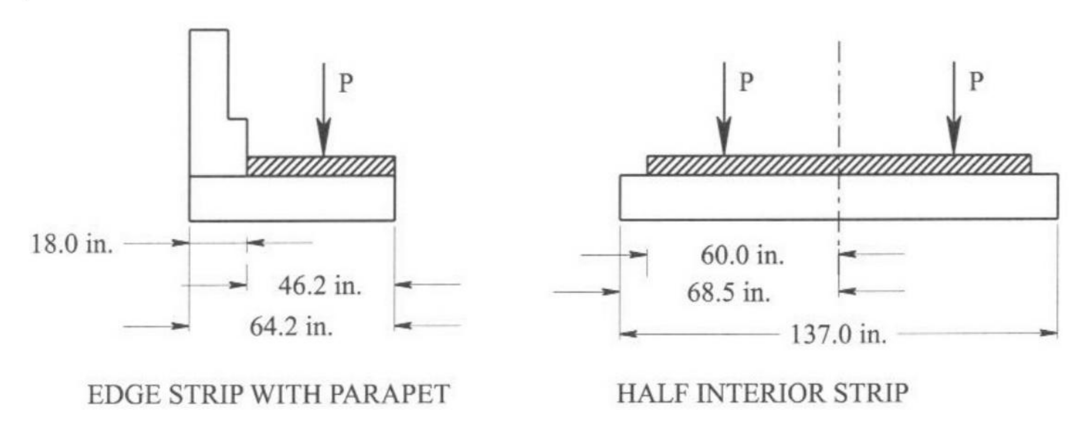


Figura A7.3.2-1—Comparación de tiras de borde longitudinal

Relación tira de borde:

46,25/64,25 = 0,72

Relación media franja interior:

60,0/68,5 = 0,88 Gobierna

La calificación considerará únicamente el ancho de la franja interior.

A7.3.2.1—Efectos de fuerza de carga viva en el medio tramo (HL-93)

Asignación de carga dinámica = 33%

Ancho de tira equivalente = 10,65 pies

Momento de carga del carril de diseño = 37,0 kip-pie

Momento del camión de diseño = 172,0 kip-pie

Momento tándem de diseño = 219,4 kip-pie Gobierna

$M_{LL + \text{mensajería instantánea}}$ = 37,0 + 319,4 × 1,33

= 328,8 kip-pie

Momento de carga viva por unidad de ancho de losa:

$$M_{LL + \text{mensajería instantánea}} = \frac{328{,}8}{10.65} = 30{,}9 \text{ kip-pie/pie}$$

A7.4—Calcular la resistencia nominal

Resistencia a la flexión:

Sección rectangular = bw = b = 12 pulg. Diseño LRFD 5.7.3.2.3

$$c = \frac{\text{una } f_{sí}}{0{,}85 \text{ beta}_1 \ldots}$$

Diseño LRFD Ec. 5.7.3.1.1-4

Como = 0,79 × 2 #8 barras a 6 pulg.

= 1,58 pulgadas 2 /pie

β = 0,85

b = 12 pulg.

c = $\frac{1,58 \times 40}{0,85 \times 3 \times 0,85 \times 12}$

= 2,43 pulgadas.

a = cβ1 Diseño LRFD 5.7.3.2.3

= 2,43 × 0,85

= 2,07 pulgadas.

ds = 14 – 2 = 12 pulg. Distancia al CG de acero

manga = $A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$

= $1,58 \times 40 \times \left(12 - \frac{2.07}{2} \right) \frac{1}{12}$

= 57,75 kip-pie/pie

A7.5—Refuerzo mínimo (6A.5.7)

La cantidad de refuerzo debe ser suficiente para desarrollar Mr igual al menor de: Diseño LRFD 5.7.3.3.2

1,2Mcr o 1,33Mu

mcr = kip-Mn 0,90 × 57,75 kip-pie=51,98 pie

(1. 1,33Mu = 1,33 Mu = × 1,33 1,75 30,9 1,25 2,4 × + ×+ × 1,25 12)

= 95,9 kip-pie > 51,98 kip-pie No es bueno

2. Mcr = $S_c \left(f_r + f_{cpe} \right) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \geq S_c f_r$ Diseño LRFD Ec. 5.7.3.3.2-1

Cuando se diseña una sección monolítica o no compuesta para resistir todas las cargas, se sustituye Snc para SC. En este caso, fcpe = 0, por lo tanto:

Mcr = Sncfr

Snc = $\frac{I}{y_t}$

dónde:

I = momento de inercia de la sección no fisurada (despreciando el acero de refuerzo)

yt = distancia desde el eje neutro de la sección no fisurada hasta la fibra de tensión extrema

$$= \frac{14}{2} = 7 \text{ pulg.}$$

$$yo = \frac{1 \times 12 \times 14^3}{12} = 2744 \text{ pulg.}^4$$

$$snc = \frac{2744}{7} = 392 \text{ pulg.}^3$$

$$fr = 0{,}37\sqrt{f'_c} = 0{,}37\sqrt{3} = 0{,}641 \text{ ksi}$$ Diseño LRFD 5.4.2.6

$$mcr = 0{,}641 \times 392 = 251 \text{ kip-in.} = 20{,}9 \text{ kip-pie}$$

$$1{,}2Mcr = 1{,}2 \times 20{,}9 = 25{,}1 \text{ kip-pie} < 51{,}98 \text{ kip-pie}$$ DE ACUERDO

La sección cumple con los requisitos de refuerzo mínimo.

A7.6—Refuerzo máximo (6A.5.6)

Las disposiciones actuales de la especificación LRFD han eliminado la verificación del máximo reforzamiento. En cambio, la resistencia factorizada (factor φ) de las secciones controladas por compresión deberá reducirse de acuerdo con el Artículo 5.5.4.2.1 de Diseño de LRFD. Este enfoque limita la capacidad de secciones sobrerreforzadas (compresión controlada). C6A.5.6

La deformación neta por tracción, εt, es la deformación por tracción con resistencia nominal y está determinada por la deformación compatibilidad usando triángulos similares. Diseño LRFD C5.7.2.1

Dada una deformación permitida del concreto de 0.003 y una profundidad al eje neutro c = 2.43 pulgadas.

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_t}{d_s - c}$$

$$\frac{0.003}{2{,}43 \text{ pulgadas.}} = \frac{\varepsilon_t}{12 \text{ pulgadas} - 2{,}43 \text{ pulgadas}}$$

$$\varepsilon_t = 0{,}0118$$

Para εt = 0,0118 > 0,005, la sección está controlada por tensión y se debe tomar el factor de resistencia φ como 0,90. Diseño LRFD 5.7.2.1, 5.5.4.2

A7.7—Cizalla

Las losas de concreto y los puentes de losa diseñados de conformidad con las especificaciones de AASHTO pueden ser considerado satisfactorio para el corte. Diseño LRFD 5.14.4.1

Además, no es necesario verificar el corte para la carga de diseño y las capacidades de carga legales de los miembros de concreto. 6A.5.9

A7.8—Ecuación general de clasificación de carga (6A.4.2)

$$FR = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_L)(LL + IM)}$$ Ec. 6A.4.2.1-1

A7.9—Factores de evaluación (para estados límite de resistencia)

A7.9.1—Factor de resistencia, φ (Diseño LRFD 5.5.4.2)

= 0,90 Para flexión

A7.9.2—Factor de condición, φc (6A.4.2.3)

φc = 1,0 Sin deterioro

A7.9.3—Factor del sistema, φs (6A.4.2.4)

φs = 1,0 Puente de losa

A7.10—Clasificación de carga de diseño (6A.4.3)

A7.10.1—Estado límite de resistencia I (6A.5.4.1)

$$FR = \frac{(\varphi_c)(\varphi_s)(\varphi)R_n - (\gamma_{CC})(CC) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_L)(LL + IM)}$$

Carga	Inventario	En funcionamiento	
CC, DW	1,25	1,25	El espesor del asfalto se midió en campo.
LL + IM	1,75	1,35	

Tabla 6A.4.2.2-1

Inventario:

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(0,9)(57,75) - (1,25)(12,0) - (1,25)(2,4)}{(1,75)(30,9)}$$

= 0,63

Operando:

$$FR = 0,63 \times \frac{1,75}{1.35}$$

= 0,82

A7.10.2—Estado límite de servicio

No se aplican estados límite de servicio a los miembros de puentes de hormigón armado. Como RF < 1,0 para HL-93, evalúe el puente para cargas legales.

A7.11—Clasificación de carga legal (6A.4.4)

Carga viva: Cargas legales AASHTO: tipo 3, 3S2, 3-3 (tasa para los 3) 6A.4.4.2.1

mi = 10,65 pies 6A.4.4.3

IM = 33% Condiciones desconocidas de la superficie de conducción

	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3–3	
MLL	150,4	137,1	123,8	kip-pie
$\frac{MLL\ IM+}{mi}$	18,8	17,1	15,5	kip-pie/pie

A7.11.1—Estado límite de resistencia I 6A.5.4.2.1

Factor de carga viva generalizado: Tabla 6A.4.4.2.3a-1

$\gamma_L = 1{,}80$

ADTT = Desconocido

Flexura:

$$FR = \frac{(1{,}0)(1{,}0)(0{,}90)(57{,}75) - (1{,}25)(12{,}0) - (1{,}25)(2{,}4)}{(1{,}80)(MLL\ IM+)}$$

	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3
RF	1.00	1.10	1,22

No se requiere publicación como RF > 1.0 para todas las cargas legales de AASHTO.

A7.11.2—Estado límite de servicio

No se aplican estados límite de servicio a los miembros de puentes de hormigón armado con la clasificación de carga legal.

A7.11.3—Cizalla Diseño LRFD 5.14.4.1

Las losas de concreto y los puentes de losa diseñados de conformidad con las especificaciones AASHTO pueden ser considerado satisfactorio para el corte.

No es necesario verificar el corte para cargas legales. 6A.5.9

A7.11.4—Resumen

Camión	Tipo 3	Tipo 3S2	Tipo 3-3
Peso, toneladas	25	36	40
RF	1,00	1,10	1,22
Capacidad de carga segura, toneladas	25	39	48

A7.12—Resumen de los factores de calificación

Tabla A7.12-1 Resumen de factores de clasificación: franja interior de losa de concreto

Estado límite		Diseño Capacidad de		Clasificación de carga		
		carga Inventario	Operación 0,63	Tipo 3	legal tipo	Tipo 3-3
fuerza yo	Flexura	0,82		1.00	3S2 1.10	1,22

A7.13—Referencias

AASHTO. 2007. Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD, cuarta edición, LRFDUS-4-M o LRFDSI-4. Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte, Washington, DC.

A8—PUENTE DE ACERO DE DOS VIGAS: CLASIFICACIÓN DE CARGA DE DISEÑO DE LA VIGA Y LA VIGA DE PISO

A8.1—Datos del puente

Longitud de espacio: 94 pies 81 /4 pulg. (luz simple)
Año de construcción: 1934
Material: Hormigón f'c = 3 ksi Acero Fy = 33 ksi Sin deterioro. NBI Artículo
Condición: 59 Código = 6 Las vigas principales son vigas de placa ensambladas y remachadas ADTT (una dirección): Desconocido
Inclinación: 0°

A8.2—Clasificación de vigas de piso intermedias

Sección Laminada:

W24 × 70# No compuesto

A = 20,44 pulg.2

Iz = 1905,48 pulg.4

Tamaño = 159,59 pulgadas 3

Espaciado de vigas de piso: 9 pies 55 /8 pulg. (9,47 pies)

(11 vigas de piso contando extremos)

Grosor de superposición: 2 pulgadas (medido en el campo)

Como el espesor de la superposición se midió en el campo, los efectos de carga para DC y DW se combinaron ya que se aplicará el mismo factor de carga para ambas cargas.

La sección transversal, Figura A8.2-1, muestra todos los accesorios que contribuyen a las cargas muertas. El cargas puntuales y cargas distribuidas debido a las áreas tributarias de los accesorios en un interior (intermedia) se muestran en la Figura A8.2-2.

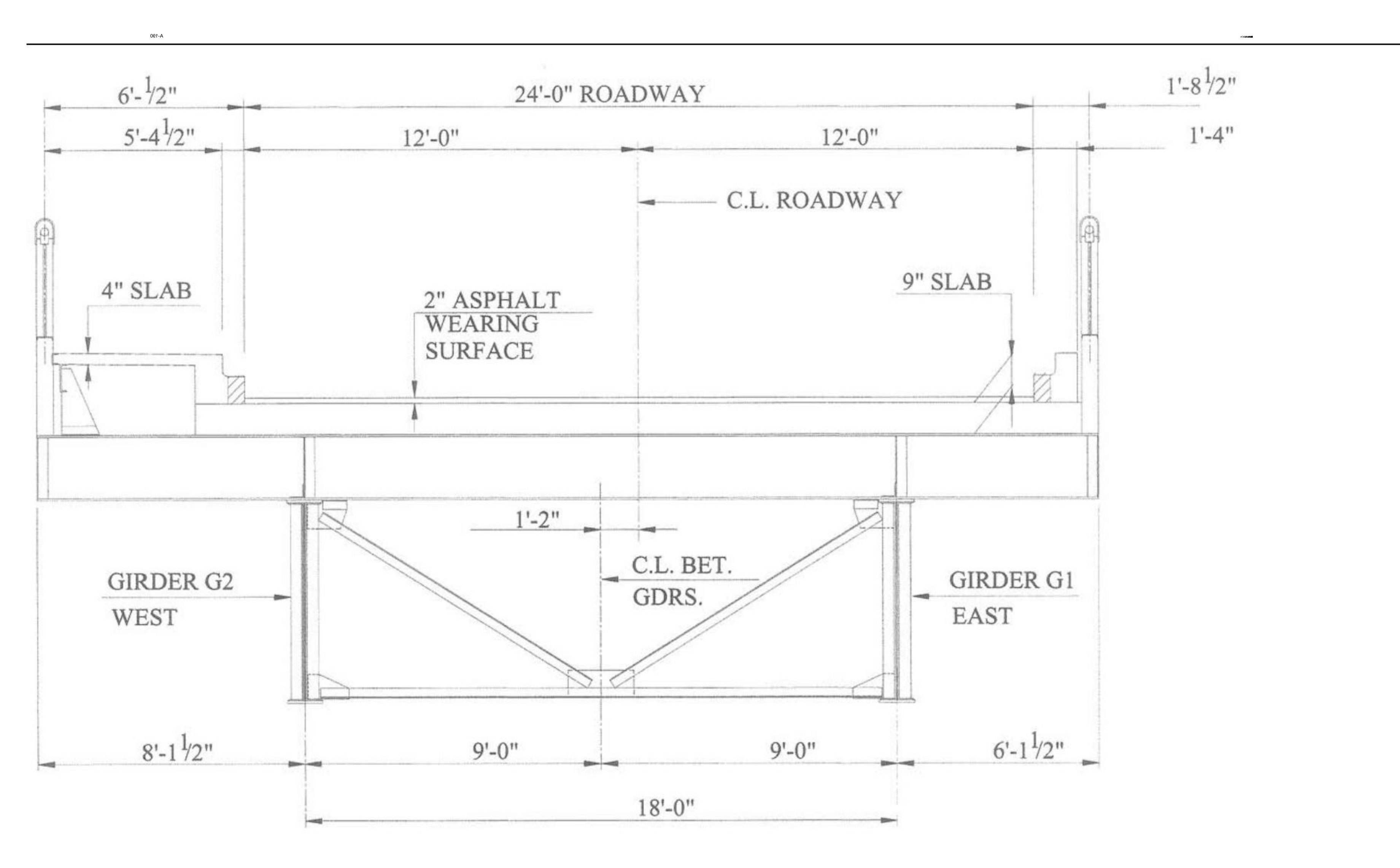
Los factores de calificación se calculan para el momento máximo positivo, el momento máximo negativo, y el corte máximo.

A8.3—Efectos de la fuerza de carga muerta

Consulte la Figura A8.2-2.

Tabla A8-1 Efectos de la fuerza de carga muerta

Ubicación en la viga del piso	MDC+DW	VCC+DW	Efecto
En East Girder En	42,8 kip-pie	13,1 kips	M, V (izquierda de G1)
West Girder Max MD	33,4 kip-pie	12,1 kips 0	
(8.63 pies de West Girder)	18,7 kip-pie	kips	
A 8,17 pies de la viga oeste	18,5 kip-pie	0,64 kips	+M



CROSS SECTION

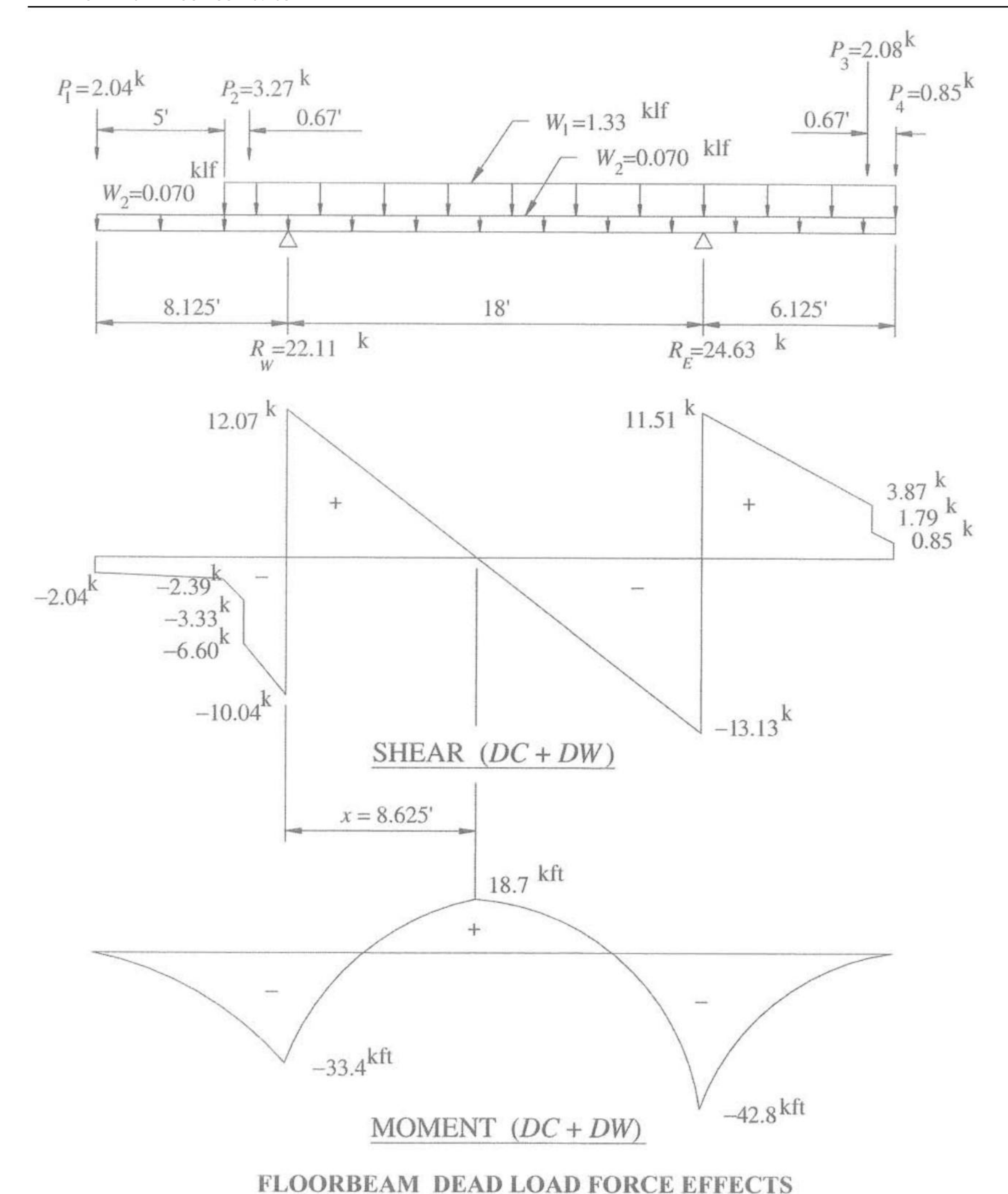


Figura A8.2-2—Efectos de la fuerza de carga muerta de la viga intermedia del piso

A8.4—Efectos de fuerza de carga viva (HL-93)

A8.4.1—Reacciones de carga viva (HL-93) en vigas de piso intermedias

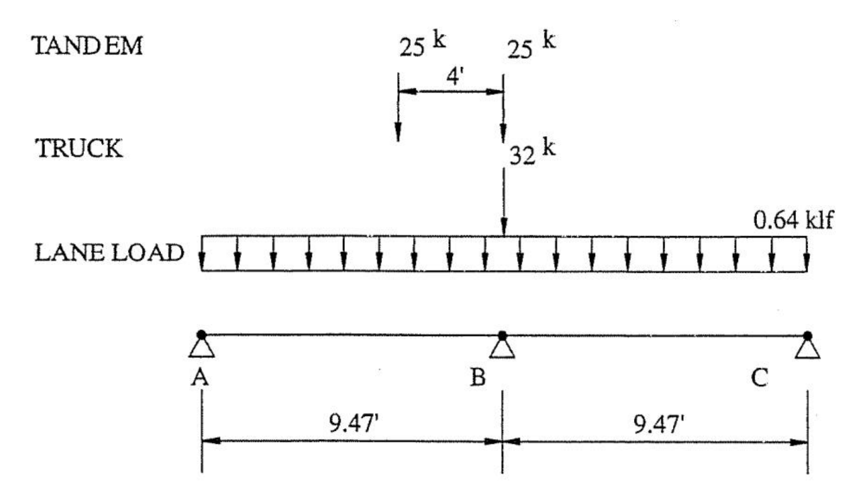


Figura A8.4.1-1—Posición crítica de carga viva para reacciones en vigas de piso intermedias

Tablero de modelado articulado a las vigas del piso.

Reacción en Floorbeam B:

Diseño LRFD Tabla 3.6.2.1-1

IM = 33%

Camión + Carril:

R_{LL+IM} = 32 kips × 1,33 + 0,64 × 9,47 pies

= 48,62 kips

Tándem + Carril:

$$R_{LL+IM} = \left(25 + 25 \times \frac{9{,}47 - 4}{9{,}47}\right) \times 1{,}33 + 0{,}64 \times 9{,}47$$

= 58,62 kips > 48,62 kips Gobierna

$$R_{Tándem} = \left(25 + 25 \times \frac{9{,}47 - 4}{9{,}47}\right) \times 1{,}33 = 52{,}46 \text{ kips}$$

$$R_{Rueda\ tándem} = \frac{52{,}46}{2} = 26{,}23 \text{ kips} = P$$

$R_{Lanillo}$ = 0,64 × 9,47 = 6,06 kips

$$R_{Lanillo\ por\ pie\ de\ ancho} = \frac{6.06}{10} = 0{,}606 \text{ kip/pie} = W$$

A8.4.2—Carga viva (HL-93) Momento positivo máximo

Posiciones críticas de los dos carriles para producir el máximo momento positivo en la viga del piso.

Factor de presencia múltiple, m = 1,0

Tabla LFRD 3.6.1.1.2-1

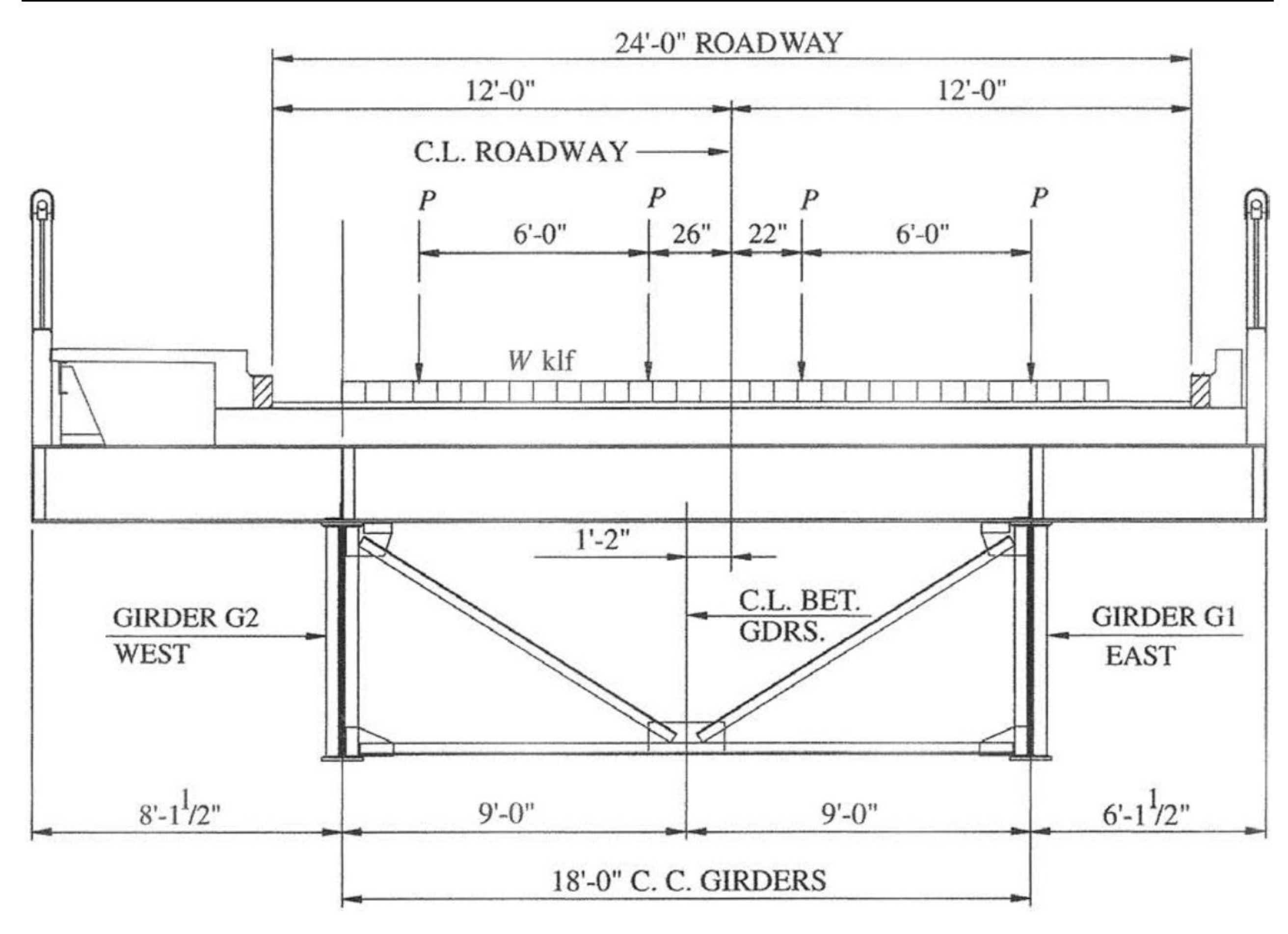


Figura A8.4.2-1—Posiciones de carril críticas para el momento positivo máximo en la viga del piso

El momento máximo de carga viva positiva en la viga del piso está a 8,17 pies de G2.

Dos carriles de 12 pies cada uno:

P = 26,23 kips

W = 0,606 kip/pie sobre dos secciones adyacentes de 10 pies.

Desprecie la carga de la rueda más al este y la carga del carril que sobresale de G1 para obtener el máximo Cálculo del momento de la viga de piso.

El momento a 8,17 pies de G2 se calcula mediante estática. Cada viga principal se trata como una soporte fijado.

M_{LL+IM} = 242 kip-pie a 8,17 pies de la viga oeste (G2)

A8.4.3—Carga viva (HL-93) Corte máximo

Posición crítica de un carril cargado para producir el máximo corte en la viga del piso

Factor de presencia múltiple, m = 1,2 Diseño LFRD Tabla 3.6.1.1.2-1

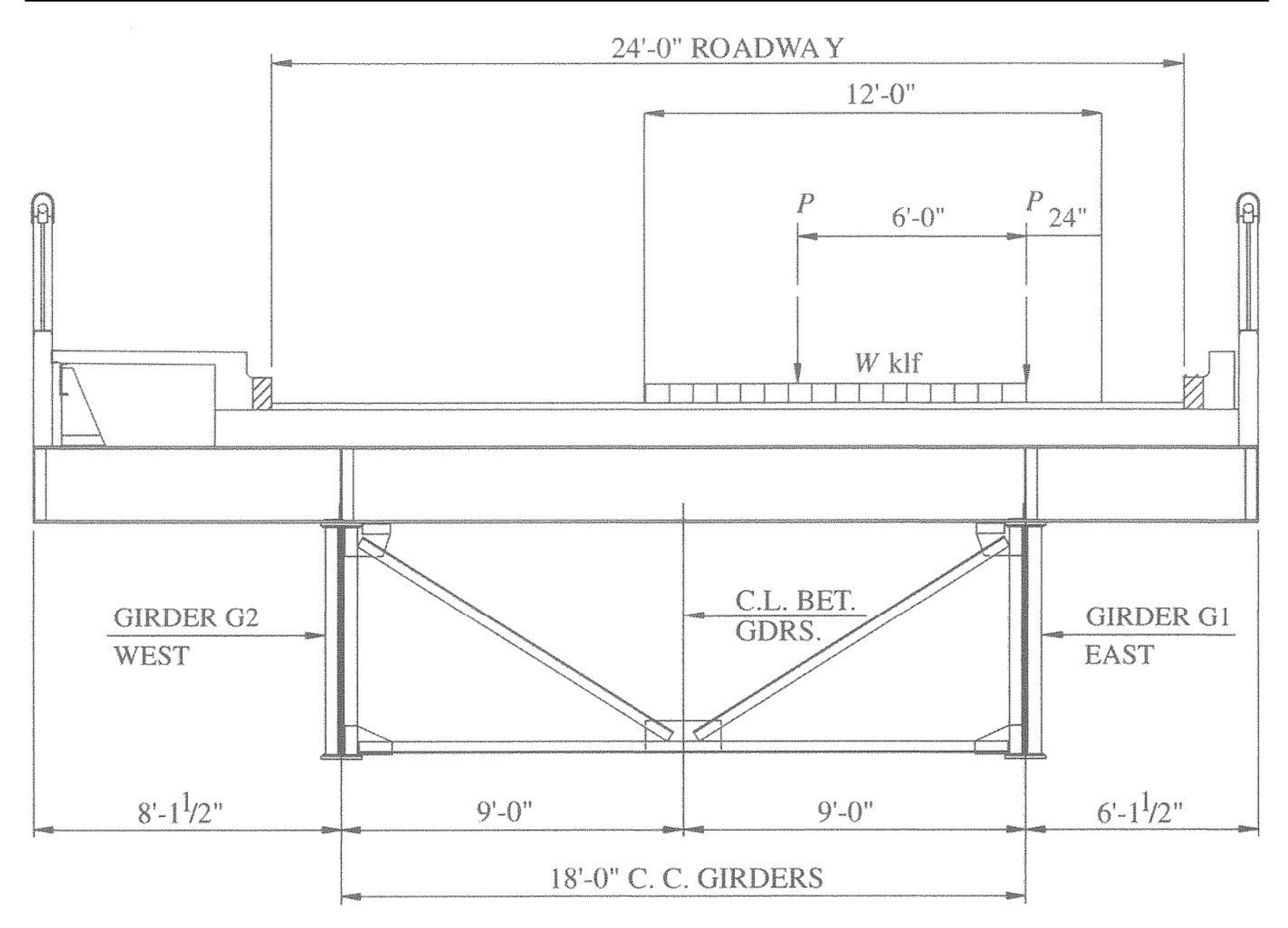


Figura A8.4.3-1—Posición crítica para producir el corte máximo en la viga del piso

El corte de carga viva máxima en la viga del piso está a la izquierda de G1.

El caso que rige es un carril cargado, la carga de las ruedas justo a la izquierda de G1.

P = 26,23 kips

W = 0,606 kip/pie sobre una sección de 10 pies

El corte a la izquierda de G1 se calcula mediante estática. Cada viga principal se trata como un soporte articulado.
El factor de presencia múltiple m para un carril cargado es 1,2.

La carga en la figura da como resultado un corte de 48,2 kips. Multiplicar por el factor de presencia múltiple.

VLL + mensajería instantánea = 48,2 × 1,2 = 57,8 kips en la sección de la viga del piso arriba y a la izquierda de la viga este (G1)

A8.4.4—Carga viva (HL-93) Momento negativo máximo

Posición crítica del carril este para producir el máximo momento negativo en la viga del piso

Factor de presencia múltiple, m = 1,2

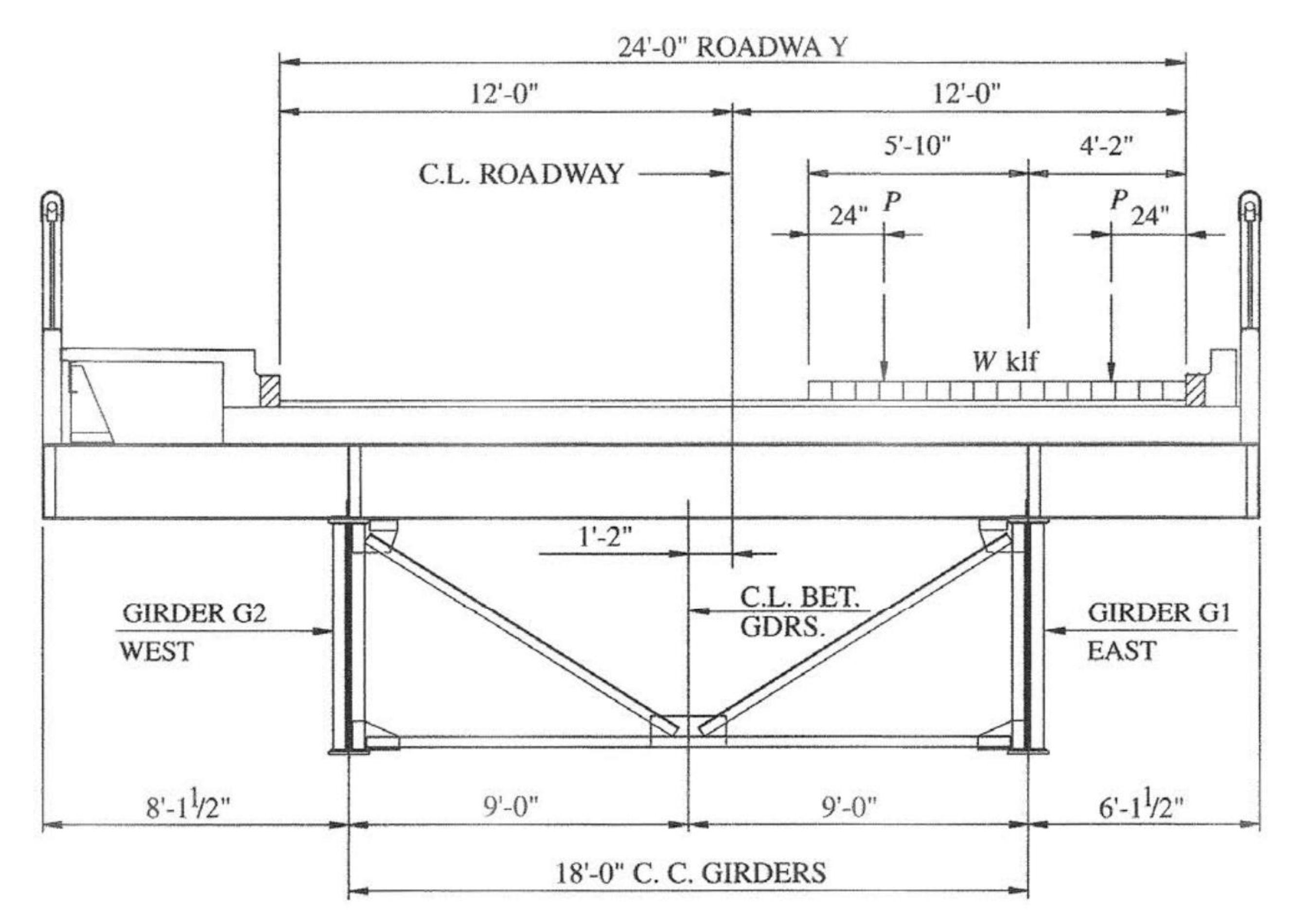


Figura A8.4.4-1—Posición crítica para producir el momento negativo máximo en la viga del piso

El momento máximo de carga viva negativa en la viga del piso está en G1.

Un carril cargado, cargas colocadas tan a la derecha como lo permite el Artículo 3.6.1.3.1 de Diseño de LRFD.

P = 26,23 kips

W = 0,606 kip/pie sobre una sección de 10 pies

El momento en G1 se calcula mediante estática. Cada viga principal se trata como un soporte articulado.

La carga en la figura da como resultado un momento de 62,2 kip-pie. Multiplicar por el factor de presencia múltiple.

MLL + mensajería instantánea = –62,2 × 1,2 = –74,7 kip-pie en la sección de la viga del piso sobre la viga este (G1)

A8.5—Resumen de los efectos de fuerza de carga viva (HL-93) en vigas de piso

Ubicación	MLL + IM –	VLL + IM	Cargando
En soporte este	74,7 kip-pie 242,0	–57,8 kips 0	un carril
8,17 pies desde la viga oeste	kip-pie	kips	dos carriles

A8.6—Calcular la resistencia nominal de la viga del piso

A8.6.1—Sección de momento positivo—Construcción no compuesta

W24×70#, sin deterioro

Para calcular este ejemplo se asumieron las siguientes dimensiones:

t_w = 0,41 pulg.

b_f = 8,995 pulgadas.

Ancho = 22,64 pulgadas.

t_f = 0,62 pulg.

Comprobación de esbeltez del alma: Diseño LRFD 6.10.6.2.3

El límite elástico mínimo de las bridas es inferior a 70 ksi y:

$$\frac{2D_c}{t_w} < 5{,}7\sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}}$$

Diseño LRFD Ec. 6.10.6.2.3-1

Diseño LRFD D6.3.2

$$dcp = \frac{Dw}{2} = \frac{22{,}64}{2} = 11{,}32 \text{ pulgadas.}$$

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{D_w}{t_w} = \frac{22{,}64}{0{,}41} = 55{,}22$$

$$5.7\sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}} = 5.7\sqrt{\frac{29000}{33}} 169 > 55{,}22 \Rightarrow \text{Aceptar}$$

y:

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 1{,}0 > 0{,}3$$

Diseño LRFD Ec. 6.10.6.2.3-2

Se considera que la brida de compresión está apuntalada continuamente por la plataforma de concreto.

Se podrán aplicar las disposiciones opcionales del Apéndice A de la LRFD para determinar la Resistencia a la flexión de secciones no compuestas. Diseño LRFD C6.10.6.2.3

Diseño LRFD Artículo A6.2.1.

Se considerarán secciones de alma compacta las secciones que cumplan el siguiente requisito:

$$\frac{2D_{CP}}{t_w} \leq \lambda_{pw D( ) cp}$$

Ec. de diseño LRFD. A6.2.1-1

$$\lambda_{pw D( ) cp} = \frac{\sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}}}{\left(0{,}54\frac{MP}{RM_{hola}} - 0{,}09\right)^2} \leq \lambda_{rw}\frac{D_{CP}}{D_c}$$

Diseño LRFD Ec. A6.2.1-2

Momento plástico: Mp Diseño LRFD D6.1

Ancho de brida:

antes de Cristo = 8,995 pulgadas.

Espesor de brida:

tc = 0,62 pulg.

Brida superior:

Pc = Fycbctc

= 33 ksi × 8,995 pulg. × 0,62 pulg.

= 184,0 kips

Brida inferior:

Pt = Pc = 184,0 kips

Web:

Pwc = Pwt = 33 ksi × 11,32 pulg. × 0,41 pulg.

= 153,2 kips

Diseño LRFD Artículo D6.1, Caso I:

$$\bar{y} = \frac{D}{2} = \frac{22,64}{2} = 11,32 \text{ pulgadas.}$$

$$dt = d_c = 11.32 + \frac{0,62}{2} = 11,63 \text{ pulgadas.}$$

$$Mp = \frac{P_w}{2D}\left[\bar{y}^2 + \left(D - \bar{y}\right)^2\right] + P_c d_c + P_t d_t$$

$$= \frac{153,2}{2 \times 22,64} \times \left[11.32^2 + \left(22,64 - 11,32\right)^2\right] + 2 \times 184,0 \times 11,63$$

= 6014,1 kip-in.

= 501,2 kip-pie

Momento de rendimiento, mi:

Mi = FySz

= 33 × 159,59

= 5266,5 kip-pulg. = 438,9 kip-pie

Rh = 1,0 Diseño LRFD 6.10.1.10.1

$$\lambda_{pw D(\,)cp} = \frac{\sqrt{\frac{29000}{33}}}{\left(0{,}54 \times \frac{501.2}{1{,}0 \times 438{,}9} - 0{,}09\right)^2} = 106{,}9$$

$$\lambda_{rw} \frac{D_{CP}}{D_C} = 5.7 \sqrt{\frac{DE}{FD_{yc}}} \frac{CP}{C} = 5.7 \sqrt{\frac{29000}{33}} (1{,}0) = 169$$

$$\lambda_{pw D(\,)cp} \leq \lambda_{rw} \frac{D_{CP}}{D_C} \quad \text{utilizar } 106{,}9$$

$$\frac{2D_{CP}}{t_w} = 55{,}22 \leq \lambda_{(pw\ Dcp)} = 106{,}9$$

La sección califica como sección web compacta.

$$Rpc = \frac{M_p}{M_{yc}}$$

Diseño LRFD Ec. A6.2.1-4

$$Rpc = \frac{501.2}{438{,}9} = 1.14$$

Secciones con bridas de compresión continuamente arriostradas — Diseño LRFD A6.1.3

$$Mu = f\, R_{pc}\, M_{yc}$$

Diseño LRFD Ec. A6.1.3-1

$$= F \frac{M_p}{M_{yc}} M_{yc}$$

= φfMp donde φf = 1,0 — Diseño LRFD 6.5.4.2

= 1,0 × 501,2

= 501,2 kip-pie

A8.6.2—Sección de momento negativo

Secciones con alas de compresión discretamente arriostradas — Diseño LRFD A6.1.1

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xc} \leq f_f M_{nc}$$

Diseño LRFD Ec. A6.1.1-1

Mnc = resistencia nominal a la flexión determinada según lo especificado en el Artículo de diseño A6.3 de LRFD (la menor entre la resistencia al pandeo local y la resistencia al pandeo lateral)

Resistencia al pandeo local — Diseño LRFD A6.3.2

$$\lambda f = \frac{b_{FC}}{2t_{FC}}$$

Diseño LRFD Ec. A6.3.2-3

$$= \frac{8.995}{2 \times 0{,}62} = 7.3$$

$\lambda pf = 0,38 \sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}}$ Diseño LRFD Ec. A6.3.2-4

$= 0,38 \sqrt{\frac{29000}{33}} = 11.3$

$\lambda f \leq \lambda pf$

entonces:

$Mnc = R\ Mpc_{yc}$ Diseño LRFD Ec. A6.3.2-1

$= \frac{METRO_{pag}}{mi_{c}} \times METRO_{yc}$

$= Mp$

Resistencia al pandeo lateral Diseño LRFD A6.3.3

La longitud no arriostrada Lb se toma como la distancia entre secciones transversales arriostradas contra torsión y desplazamiento lateral. Si bien se supone que la plataforma apuntala continuamente la parte superior ala dentro de esta región, no hay ninguna indicación en los datos del puente que los refuerzos intermedios o arriostramiento están presentes para evitar la torsión de la sección. Por lo tanto, las vigas G1 y G2 se toman como puntos de arriostramiento para toda la sección transversal de la viga.

Libra = 18 pies = 216 pulgadas.

$LP = 1,0\ rt \sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}}$ Diseño LRFD Ec. A6.3.3-4

$rt = \frac{b_{FC}}{\sqrt{12\ 1 + \frac{1}{3}\frac{D\ t_{cw}}{por\ ciento\ fc\ fc}}}$ Diseño LRFD Ec. A6.3.3-10

$rt = \frac{8.995}{\sqrt{8,995\ 0,62 \times \frac{0,41\ 12\ 1\ 1\ 11,32}{\times\ 3}}} = 2,3$ pulg.

$LP = 1,0\ 2,3 \times = \sqrt{\frac{29000}{33}}$ 68,2 pulgadas.

$Lr = 1,95\ rt \frac{mi}{F_{año}} \sqrt{\frac{j}{sh_{xc}}} \sqrt{+ + \sqrt{1\ 1\ 6,76 \frac{FS\ h_{año\ xc}}{EJ}}^{2}}$ Diseño LRFD Ec. A6.3.3-5

donde J, la constante de torsión de St. Venant, es:

$j = \frac{DT_{w}^{3}}{+\ 33}\ \frac{BT_{fc\ fc}^{3}}{}\ -1\ 0,63 \frac{t\ bt\ fc\ pie^{3}}{pie_{FC}}\ 1\ 0,63 \frac{t_{pie}}{b_{pie}}$ Diseño LRFD Ec. A6.3.3-9

j = −+ − ×× × 33 3 / 3 — 22,64 0,41 8,995 (0,62) 8,995 (0,62) 1 0,63 + / 3 — 0,62 / 8.995 3 — 1 0,63 — 0,62 / 8.995

= 0,520 + 0,684 + 0,684

= 1,889

donde h, distancia entre la línea central de las bridas, es:

h = 22,64 + 0,62 = 23,26 pulgadas.

y:

$F_{yr} = 0,7F_{yc} = 0,7 \times 33$ ksi = 23,1 ksi

entonces:

Lr = 1,95 2,3 — 29000 / 23,1 159,58 23,26 — 1.889 — 1 1 6,76 — 23,1 159,58 23,26 / 29000 × 1.889 — 2

= 5630,52 × 0,0226 × 2,2783

= 289,9 pulg. > Lb = 216 pulg.

Si L ≤ M entonces r — FS LL / RM LL — ordenador personal yc — b — año xc — p — rp — rm rm ≤ pc yc pc yc — Diseño LRFD Ec. A6.3.3-2

Cb se toma como 1,0 donde Mmid/M2 > 1 — Diseño LRFD Ec. A6.3.3-6

mnc = 1.0 − − 1 — 23,1 159,59 / 438,9 12 289,9 68,2 — 216 68,2 1,14 — 1,14 438,9

= 0,74 × 1,14 × 438,9 = 370,3 kip-pie

En general, la resistencia al pandeo lateral de la parte en voladizo de la viga
También se debe comprobar.

En este puente, la sección transversal de la viga del piso es uniforme:

Lp = 68,2 pulg. ≤ Lb = 73,5 pulg. ≤ Lr = 289,9 pulg.

CB = 1,0 — Diseño LRFD Ec. A6.3.3-6

En comparación, la longitud no arriostrada entre vigas determina la torsión lateral crítica.
resistencia al pandeo.

Para la sección de momento negativo, compare:

Resistencia al pandeo local:

Mnc = Mp = 501,2 kip-pie

Resistencia al pandeo lateral por torsión:

Mnc = 370,3 kip-pie Gobierna

Por lo tanto:

Mnc = 370,3 kip-pie

A8.6.3—Resistencia nominal al corte (alma no rigidizada) Diseño LRFD 6.10.9.2

Vn = Vcr = CVp Diseño LRFD Ec. 6.10.9.2-1

Vp = 0,58FywDtw Diseño LRFD Ec. 6.10.9.2-2

Determine C, la relación entre la resistencia al pandeo por cortante y el límite elástico por corte, tomando k igual a 5,0.

$$\frac{D}{t_w} = \frac{22,64}{0,41} = 55.2$$

$$1.12\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1.12\sqrt{\frac{29000\ 5,0 \times}{33}} = 74,24$$ Diseño LRFD Ec. 6.10.9.3.2-4

$$\frac{D}{t_w} = 55,2 \leq 74,24$$

$$C = 1,0$$

entonces: Diseño LRFD Ec. 6.10.9.2-2

Vn = Vcr = CVp = 1,0 × 0,58FywDtw

= 1,0 × 0,58 × 33 × 22,64 × 0,41

= 177,7 kips

A8.7—Ecuación general de clasificación de carga (6A.4.2)

$$FR = \frac{C - \gamma_{\text{corriente continua}}(\text{corriente continua}) - \gamma_{DW}(DW) \pm \gamma_{PAG}(PAG)}{\gamma_l (LL + IM)}$$ Ec. 6A.4.2.1-1

A8.7.1—Factores de evaluación (para estados límite de resistencia)

A8.7.1.1—Factor de resistencia, (Diseño LRFD 6.5.4.2)

= 1,0 para flexión y corte

A8.7.1.2—Factor de condición, c (6A.4.2.3)

c = 1,0 Sin deterioro

A8.7.1.3—Factor del sistema, s (6A.4.2.4)

s = 1,0 para vigas de piso, espaciamiento entre vigas de piso < 12 pies

A8.7.2—Clasificación de carga de diseño (6A.4.3)

A8.7.2.1—Estado límite de resistencia I (6A.6.4.1)

$$FR = \frac{(\varphi_c)(\varphi_s)(\varphi)R_n - (\gamma_{CC})(\text{corriente continua}) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_L)(LL + IM)}$$

Carga	Inventario	Operando	
CC, DW	1.25	1.25	El espesor del asfalto se midió en campo.
LL + IM	1,75	1.35	

Tabla 6A.4.2.2-1

A8.7.2.1a—Flexión a 8.17 pies desde la viga oeste (momento máximo de carga viva positiva)

Inventario:

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(501,2) - (1,25)(18,5)}{(1,75)(242)} = 1.13$$

Operando:

$$FR = 1,13 \times \frac{1,75}{1.35} = 1.46$$

A8.7.2.1b—Flexión en la viga este (momento negativo máximo)

Inventario:

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(370,3) - (1,25)(42,8)}{(1,75)(74,7)} = 2.42$$

Operando:

$$FR = 2.42 \times \frac{1,75}{1.35} = 3.14$$

A8.7.2.1c—Corte en la viga este

Inventario:

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(177,7) - (1,25)(13,1)}{(1,75)(57,8)} = 1,60$$

Operando:

$$FR = 1,60 \times \frac{1,75}{1,35} = 2.07$$

A8.7.2.2—Estado límite de servicio II 6A.6.4.1

$$FR = \frac{F_R - (\gamma_D)(F_D)}{(\gamma_L)(F_{LL+IM})}$$

A8.7.2.2a—A 8,17 pies de la viga oeste

$f_f + \frac{F_f}{2} \leq 0{,}80 R_h F_{yf}$ — Diseño LRFD Ec. 6.10.4.2.2-3

Para secciones homogéneas se tomará Rh como 1,0. — Diseño LRFD 6.10.1.10.1

$F_f = 0{,}0$ ksi — Diseño LRFD 6.10.1.6

$f = 0{,}80 \times 1{,}0 \times 33 = 26{,}4$ ksi

$\gamma_D = \gamma_{DC} = \gamma_{DW} = 1{,}0$ — Tabla 6A.4.2.2-1

$\gamma_L = 1{,}3$ para inventario

= 1,0 para funcionamiento

$$f_d = \frac{(18{,}5)(12)}{159{,}59} = 1{,}39 \text{ kilos}$$

$$f_{L+IM} = \frac{(242)(12)}{159{,}59} = 18{,}20 \text{ ksi}$$

Inventario:

$$FR = \frac{26{,}4 - 1{,}0(1{,}39)}{1{,}3(18{,}20)} = 1.06$$

Operando:

$$FR = 1.06 \times \frac{1.30}{1.00} = 1.38$$

A8.7.2.2b—En la viga este

$$f_d = \frac{(42{,}8)(12)}{159{,}59} = 3{,}22 \text{ kilos}$$

$$f_{L+IM} = \frac{(74{,}7)(12)}{159{,}59} = 5{,}62 \text{ kilos}$$

Inventario:

$$FR = \frac{26{,}4 - 1{,}0(3{,}22)}{1{,}3(5{,}62)} = 3.17$$

Operando:

$$FR = 3{,}17 \times \frac{1{,}30}{1{,}00} = 4.12$$

A8.8—Clasificación de la viga este (G1)

Sección en Midspan:

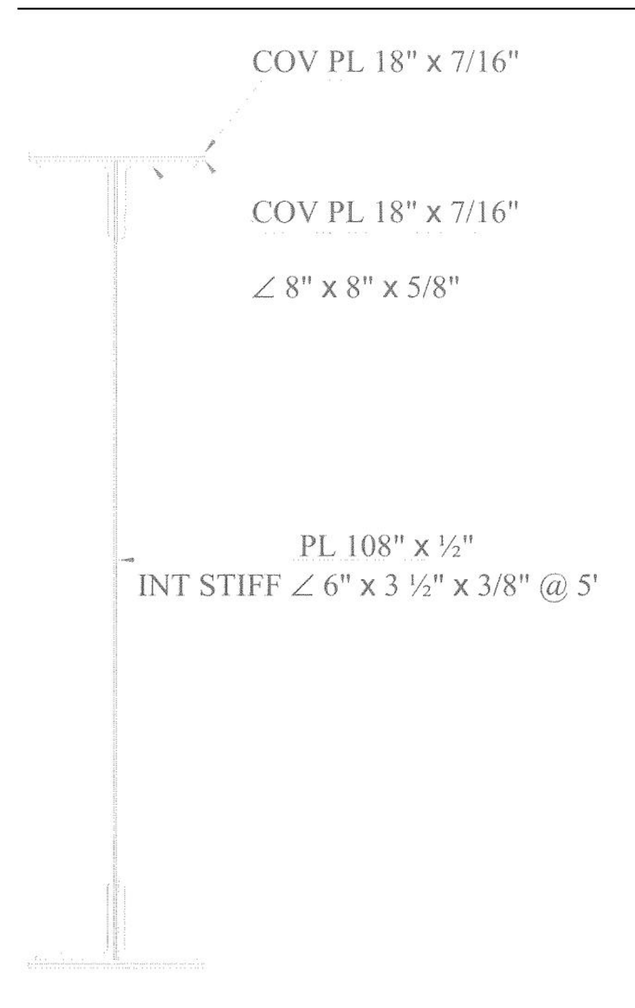


Figura A8.8-1—Sección transversal de viga en la mitad del claro

A8.9—Efectos de la fuerza de carga muerta

Cada viga transmite una carga concentrada de 24,63 kips debido a cargas muertas hacia el Este Viga. La viga armada tiene un peso propio de 0,49 kip/pie.

En Midspan:

$M_{DC + DW}$ = 3512,2 kip-pie

En Midspan:

S = 4556 pulg.3 para la sección neta

Al final de la viga:

$V_{CC + DW}$ = 136,0 kips

A8.10—Análisis de carga viva

Calcule los factores de distribución para la viga este:

Aplicación de carga viva (HL-93)

Machine Translated by Google

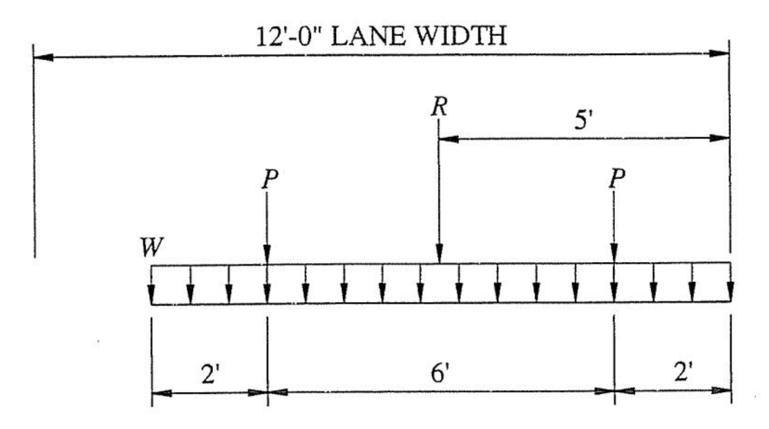


Figura A8.10-1—Posición de carga viva HL-93 dentro de un carril

R = Carga viva resultante

Para calcular las reacciones, se puede utilizar la resultante de cada carril en lugar de las cargas de las ruedas y carga distribuida.

Caso de Sólo Carril Este Cargado:

Factor de presencia múltiple: Diseño LRFD 3.6.1.1.2

metro = 1,2

Factor de distribución:

$$g1 = \frac{18 - \frac{10}{12}}{18} \times 1.2$$

= 1,4

Caso de ambos carriles cargados (ver Figura 2):

Factor de presencia múltiple:

metro = 1,0

Factor de distribución:

$$g2 = \frac{18 - \frac{10}{12}}{18} + \frac{18 \quad \frac{10}{12} \quad 12}{18} \times 1.0$$

= 1,24 > 1,14

gramo = g2 = 1,24

Las cargas por eje se distribuyen entre vigas de piso adyacentes suponiendo que la plataforma actúa como articulada en las vigas del piso. La carga del carril impone 6,06 kips por viga del piso como se determinó previamente. Las cargas vivas se aplican a las vigas principales como fuerzas concentradas en las ubicaciones de las vigas del piso.

En Midspan: Momentos debidos a HL-93

SOY = 33%

Diseño LRFD
Tabla 3.6.2.1-1

Carga del carril de diseño = 717,4 kip-pies

Camión de diseño = 1425,0 kip-pie

Gobierna sobre Tandem

MLL + mensajería instantánea = 717,4 + 1425,0 × 1,33

= 2612,7 kip-pie

g × MLL + IM = 1,24 × 2612,7

= 3239,7 kip-pie

Al final de la viga:

Cizalla debido a HL-93

SOY = 33%

Carga del carril de diseño = 30,3 kips

Camión de diseño = 64,8 kips

Gobierna sobre Tandem

Tándem de diseño = 48,9 kips

VLL + mensajería instantánea = 30,3 kips + 64,8 kips × 1,33

= 116,5 kips

g × VLL + IM = 1,24 × 116,5 kips

= 144,4 kips

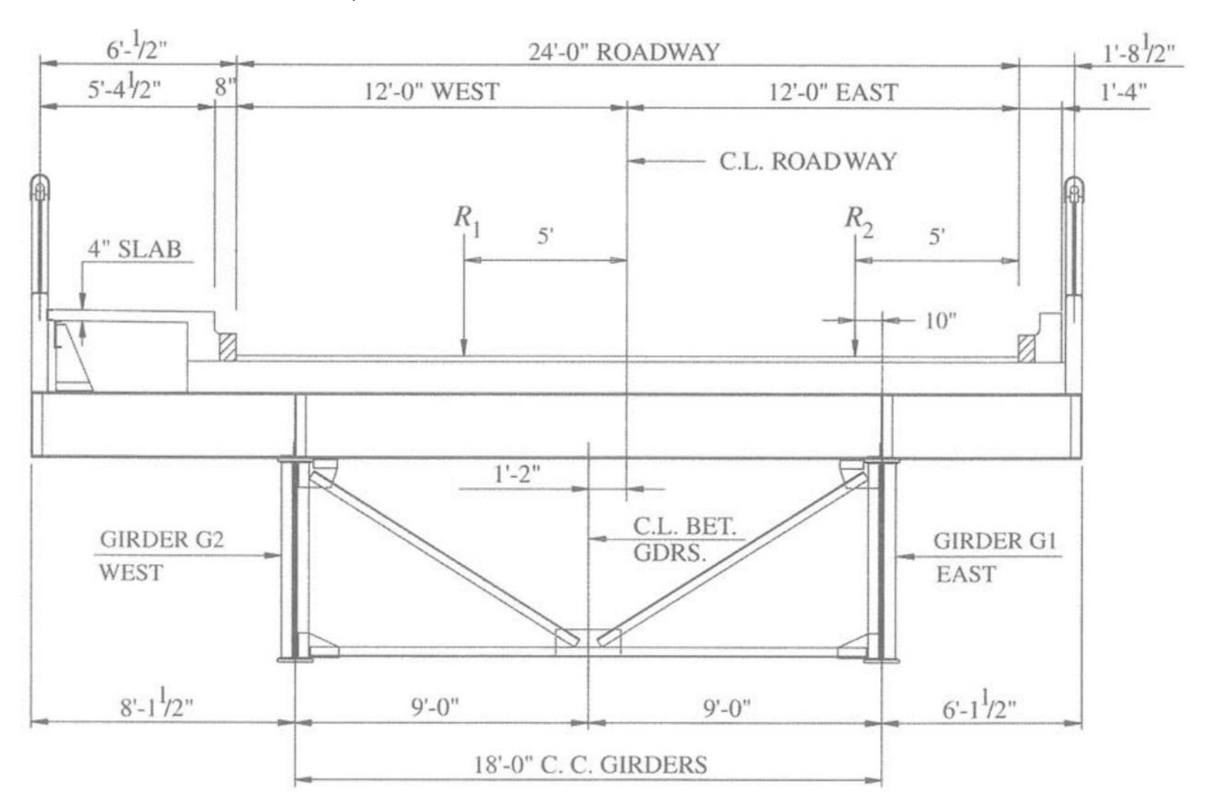


Figura A8.10-2—Posición crítica de los dos carriles para producir la carga máxima en la viga este G1

A8.11—Calcule la resistencia a la flexión normal de la sección

Consulte en la web el límite de esbeltez no compacto:

$$\frac{2D_c}{t_w} < 5{,}7\sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}}$$ Diseño LRFD Ec. 6.10.6.2.3-1

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{D_w}{t_w} = \frac{108}{0{,}5} = 216$$

$$5.7\sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}} = 5.7\sqrt{\frac{29000}{33}} = 169 < 216$$

Se aplicará lo dispuesto en el artículo 6.10.8 de la LRFD.

Para bridas discretamente arriostradas en compresión:

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f \le f F_{nc}$$ Diseño LRFD Ec. 6.10.8.1.1-1

Fnc = Menor entre la resistencia al pandeo local y la resistencia al pandeo lateral especificada en el Artículo 6.10.8.2 y el Artículo 6.10.8.2.3.

A8.11.1—Resistencia al pandeo local

Relación de esbeltez del ala comprimida:

$$\lambda f = \frac{b_{FC}}{2t_{FC}}$$ Diseño LRFD Ec. 6.10.8.2.2-3

A mitad del lapso:

$$\lambda f = 7\,\frac{18}{5\ 2\ 2 \times + \frac{}{16}\ \frac{}{8}} = 6$$

$$\lambda pf = 0{,}38\sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}}$$ Diseño LRFD Ec. 6.10.8.2.2-4

$$= 0{,}38\sqrt{\frac{29000}{33}} = 11.2$$

$\lambda f = 6 \le \lambda pf = 11{,}2$

Entonces:

Fnc = RbRhFyc Diseño LRFD Ec. 6.10.8.2.2-1

Rh = 1,0 Diseño LRFD Ec. 6.10.1.10.1

Determine el factor de deslastre de carga Rb: Diseño LRFD 6.10.1.10.2

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda rw$$

Diseño LRFD
Ec. 6.10.1.10.2-2

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{2\ 54\ \times}{0,5} = 216$$

$$\lambda rw = 5.7\sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}} = 5.7\sqrt{\frac{29000}{33}} = 169$$

Diseño LRFD
Ec. 6.10.1.10.2-4

$$\frac{2D_c}{t_w} \quad 216 \quad 169 \geq_{rw} \lambda = =$$

Por lo tanto:

$$Rb = 1^{-} \frac{a_{wc}}{1200\ 300 + a_{wc}} \quad \frac{2D_c}{t_w} - \lambda \leq_{rw} 1,0$$

Diseño LRFD
Ec. 6.10.1.10.2-3

dónde:

$$\lambda w = 5,7 \sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}} = 169$$

$$aw = \frac{2D_{c}t_w}{A_c}$$

Diseño LRFD
Ec. 6.10.1.10.2-5

Ac = área del ala comprimida en la mitad del tramo

= bfctfc

= (2 × 8 × $^{5}/8$ + 2 × 18 × $^{7}/16$) = 25,75

$$aw = \frac{2\ 54 \times 0,5}{25,75} = 2.097$$

$$Rb = 1^{-} \frac{2.097}{1200\ 300 + 2.097} \quad (216\ 169) = 0,946$$

Fnc = 1,0 0,946 33 ksi 31,2 ksi ×× =

A8.11.2—Resistencia al pandeo lateral por torsión (Diseño LRFD 6.10.8.2.3)

Lb = Longitud sin refuerzo (pulg.)

= Espaciado de vigas de piso

= 9 pies 55 /8 pulg. = 113,6 pulg.

$$LP = 1,0 \ r_t \sqrt{\frac{mi}{F_{yc}}}$$

Diseño LRFD
Ec. 6.10.8.2.3-4

Diseño LRFD
Ec. 6.10.8.2.3-9

$$r_t = \frac{b_{FC}}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{3}\frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}\right)}}$$

$$= \frac{18}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{3}\times\frac{54 \times 0,5}{2 \times 8 \times 18 \times \frac{5}{8}}\right)}}$$

= 4,5 pulg.

$$L_P = 1,0 \times 4,5 \sqrt{\frac{29000}{33}} = 133,4 \text{ pulgadas.}$$

L_b = 113,6 pulgadas $\leq L_p$ = 133,4 pulgadas.

Entonces:

$F_{nc} = F_{RR} b_h yc$

= 0,946 × 1,0 × 33 = 31,2 ksi

A8.12—Ecuación general de clasificación de carga (6A.4.2)

Ec. 6A.4.2.1-1

$$FR = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_L)(LL + IM)}$$

A8.12.1—Factores de evaluación (para estados límite de resistencia)

A8.12.1.1—Factor de resistencia,

Diseño LRFD 6.5.4.2

f = v = 1,0 Para flexión y corte

A8.12.1.2—Factor de condición, c

6A.4.2.3

c = 1,0 Sin deterioro NBI Artículo 59 Código = 6

A8.12.1.3—Factor del sistema, s

6A.4.2.4

s = 0,90 Para sistema de dos vigas remachadas y flexibles

s = 1,00 Para cizalla

A8.12.2—Clasificación de carga de diseño (6A.4.3)

Tabla 6A.4.2.2-1

Carga	Inventario	Operativo	
CC, DW	1,25	1,25	El espesor del asfalto se midió en campo.
LL + IM	1,75	1,35	

A8.12.2.1—Flexión

A8.12.2.1a—Estado límite de resistencia I 6A.6.4.1

Esfuerzos de flexión en la mitad del vano (sin factorizar):

$$f_{DC+DW} = \frac{M_{DC+DW}}{S} = \frac{3512.2\ (12)}{4556} = 9{,}25 \text{ ksi}$$

$$f_{LL+IM} = \frac{M_{LL+IM}}{S} = \frac{3239{,}7\ (12)}{4556} = 8{,}53 \text{ kilos}$$

Resistencia en el centro del vano:

Fn = 31,2 ksi

Inventario:

$$FR = \frac{(1)(0{,}90)(1{,}0)(31{,}2) - (1{,}25)(9{,}25)}{(1{,}75)(8{,}53)}$$

= 1,11

Operando:

$$FR = 1{,}11 \times \frac{1{,}75}{1.35}$$

= 1,44

A8.12.2.1b—Estado límite de servicio II 6A.6.4.1

Dado que la sección no es compuesta ni compacta, el estado límite de Servicio II no necesita para ser verificado para la Clasificación de Carga de Diseño como se analiza en el Ejemplo A5 (no regirá la carga calificaciones).

A8.12.2.2—Cizalla 6A.6.4.1

A8.12.2.2a—Estado límite de resistencia I

Fuerzas cortantes en los extremos de las vigas:

$V_{CC + DW}$ = 136,0 kips

$V_{LL + \text{mensajería instantánea}}$ = 144,4 kips

Web de viga:

D = 108 pulg. = 9 pies

dos = $^{1}/_{2}$ pulg.

Separación de refuerzo transversal = 5 pies

Separación requerida entre los refuerzos transversales del panel extremo (para vigas reforzadas) < 1,5D Diseño LRFD 6.10.9.3.3

1,5D = 13,5 pies > 9 pies DE ACUERDO

Las clasificaciones de los paneles interiores no se ilustran aquí.

Resistencia al corte del panel final: Diseño LRFD 6.10.9.3.3

$V_n = CV_p$

Determinar C:

$$\frac{D}{t_w} = \frac{108}{0{,}5} = 216$$ Diseño LRFD Ec. 6.10.9.3.2-7

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_{oh}}{D}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{60}{108}\right)^2} = 21{,}2$$

$$1.12\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1.12\sqrt{\frac{29000 \times 21{,}2}{33}}$$ FALLAR

$$= 153 < 216 = \frac{D}{t_w}$$

$$1{,}40\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1{,}40\sqrt{\frac{29000 \times 21{,}2}{33}}$$

$$= 191 < 216 = \frac{D}{t_w}$$ FALLAR

Si:

$$\frac{D}{t_w} > 1{,}40\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

Entonces:

$$C = \frac{1{,}57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}\frac{Ek}{F_{yw}}$$ Diseño LRFD Ec. 6.10.9.3.2-6

$$= \frac{1{,}57}{216^2}\frac{29.000 \times 21{,}2}{33}$$

$= 0{,}627$

$V_p = 0{,}58F_{yw}Dt_w$ Diseño LRFD Ec. 6.10.9.3.3-2

$= 0{,}58 \times 33 \times 108 \times 0{,}5$

$= 1033{,}6$ kips

$V_n = CV_p$ Diseño LRFD Ec. 6.10.9.3.3-1

$= 0{,}627 \times 1033{,}6$ kips

$= 648{,}0$ kips

Inventario:

$$FR = \frac{(1)0\ )(0)(1,0\ 648,0\ 1,25\ 136,0)\ )(\quad)}{1,75\ )(44,4}$$

$= 1,89$

Operando:

$$FR = 1,89 \times \frac{1,75}{1.35}$$

$= 2,45$

Como el puente tiene capacidad suficiente (RF > 1,0) para la carga HL-93, se requiere una evaluación adicional para
No se requieren cargas legales.

A8.13—Resumen de los factores de calificación

Tabla A8.13-1—Resumen de factores de clasificación—Vigas de piso

Estado límite			Clasificación de carga de diseño (HL-93)	
			Inventario Operativo	1,13 1,46 2,42 3,14
fuerza yo	Flexión máxima	Máx +M	1,60 2,07 1,06 1,38	
		–M		
	Cortar			
Servicio II	Flexura Max +M (Gobierna)			

Tabla A8.13-2—Resumen de factores de calificación—Viga

Estado límite		Clasificación de carga de diseño (HL-93)	
		Operativo	Inventario
fuerza yo	Flexura	1,11 1,44 1,89 2,45	
	Cortar		

A8.14—Referencias

AASHTO. 2007. Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD, cuarta edición, LRFDUS-4-M o LRFDSI-4. Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte, Washington, DC.

A9—PUENTE DE VIGA CAJA ADYACENTE DE HORMIGÓN P/S: CARGA DE DISEÑO Y CLASIFICACIÓN DE CARGA PERMITIDA DE UNA VIGA INTERIOR

Nota: Este ejemplo demuestra los cálculos de calificación para el momento en la línea central de una Puente adyacente de viga cajón de hormigón pretensado.

A9.1—Datos del puente

Longitud de espacio: 70 pies (luz simple)
Año de construcción: 1988
Concreto: f′c = 5 ksi (viga P/S) f′ci = 4 ksi (viga P/S en transferencia)
Acero de pretensado: 1/2 pulg. de diámetro, cordón sin tensión de 270 ksi
Acero de refuerzo: Grado 60
Condición: Sin deterioro. NBI Código Ítem 59 = 7 Superficie de conducción: Verificada y documentada en campo: Aproximación y cubierta suave ADTT (una dirección): 4600 Inclinación: 0°

A9.1.1—Propiedades de la sección

Vigas tipo caja de 48 pulg. × 33 pulg.

A = 753 pulg.2

Ix = 110499 pulg.4

Sbot = 6767 pulgadas 3

Parada = 6629 pulg.3

A9.2—Análisis de carga muerta—Viga interior

Las vigas están suficientemente postensadas transversalmente para actuar como una unidad. Condiciones dadas en También se cumple el Artículo 4.6.2.2.1 de Diseño de la LRFD. Por lo tanto, las cargas permanentes debidas a la barrera, la superficie de desgaste y los servicios públicos pueden distribuirse uniformemente entre las vigas.

A9.2.1—Componentes y accesorios, DC

Peso propio de la viga (incluidos los diafragmas) = 0,815 kip/pie

Aceras:

$$2 \times \frac{10.25}{12} \times 7 \times 0{,}150 \times \frac{1}{12} = 0{,}150 \text{ kip/pie}$$

Parapetos:

$$2 \times (1{,}0 \times 2{,}25 \times 0{,}150) \times \frac{1}{12} = 0{,}056 \text{ kip/pie}$$

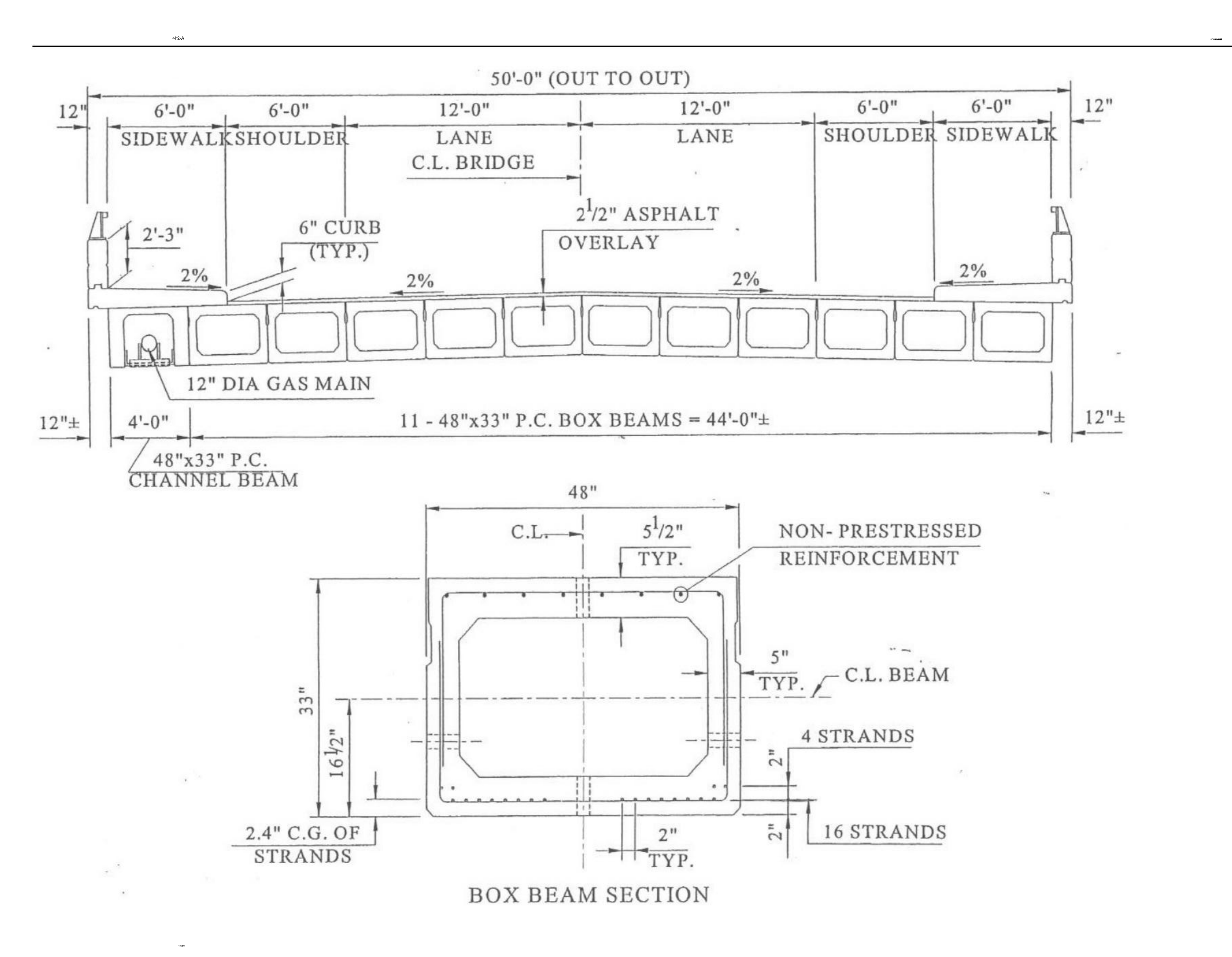
Barandilla:

$$2 \times 0{,}02 \text{ kip/pie} \times \frac{1}{12} = 0{,}003 \text{ kip/pie}$$

CC total = 1,024 kip/pie

$$M_{DC} = \frac{1}{8} \times 1.024 \times 70^2$$

$$= 627{,}2 \text{ kip-pie}$$


50'-0" (OUT TO OUT)
12"
6'-0"
6'-0"
12'-0"
12'-0"
6'-0"
6'-0"
12"
SIDEWALK
SHOULDER
LANE
C.L. BRIDGE
LANE
SHOULDER
SIDEWALK
2'-3"
6" CURB (TYP.)
2 1/2" ASPHALT OVERLAY
2%
2%
2%
2%
12" DIA GAS MAIN
12"±
4'-0"
11 - 48"x33" P.C. BOX BEAMS = 44'-0"±
12"±
48"x33" P.C. CHANNEL BEAM
48"
C.L.
5 1/2" TYP.
NON- PRESTRESSED REINFORCEMENT
5" TYP.
C.L. BEAM
33"
16 1/2"
4 STRANDS
2"
2"
16 STRANDS
2.4" C.G. OF STRANDS
2" TYP.
BOX BEAM SECTION

Espesor del asfalto = 21 /2 pulg. (no medido en campo)

A9.2.2—Superficies de desgaste y servicios públicos, DW

Superposición de asfalto:

$$\frac{2{,}5}{12} \times 1 \times 36{,}0 \times 0{,}144 = \frac{}{12} \quad 0{,}09 \text{ kip/pie}$$

12 pulgadas. Tubería de gas:

$$0{,}05 \text{ kip/pie} \times \frac{1}{12} = 0{,}005 \text{ kip/pie}$$

Peso total total = 0,095 kip/pie

$$M_{DW} = \frac{1}{8} \times 0{,}095 \times 70^2$$

= 58,2 kip-pie

A9.3—Análisis de carga viva—Viga interior

Sección transversal tipo (g). Diseño LRFD Tabla 4.6.2.2.1-1

Las vigas se postensan transversalmente para que actúen como una unidad.

A9.3.1—Calcule los factores de distribución de carga viva para una viga interior (Tabla de diseño LRFD 4.6.2.2.2b-1)

Nb = 12

$$k = 2.5\left(\right)^{-0,2} \geq 1.5$$

= (2,5)(12)–0,2 = 1,52 decir 1,5

I = 110499 pulg.4

b = 48 pulg.

Para formas cerradas de paredes delgadas: Diseño LRFD Ec. C.4.6.2.2.1-3

$$j = \frac{4año^2}{\Sigma \frac{s}{t}}$$

Ao = Área encerrada por las líneas centrales de los elementos

= (48 –5)(33 – 5 1/2) = 1182,5 pulg.2

s = Longitud de un elemento lateral

$$j = \frac{2 \times 4 \times 1182{,}5}{\frac{2(48-5)}{5.5} + \frac{2(33-5{,}5)}{5}}$$

= 209985 pulg.4

A9.3.1.1—Factor de distribución del momento

Un carril cargado:

$$gm1 = \frac{yo\ k^{0,5}}{33,3\ LJ}\ \frac{b}{}^{0,25}$$

$$= \frac{48\ 110499^{0,50}}{33,3\ 70\ 209985}\ \frac{1,50}{}^{0,25}$$

= 0,183

Dos o más carriles cargados:

$$gm2 = 0,6\ \frac{}{305}\ \frac{0,2\ b}{12}\ \frac{bI}{LJ}\ k^{0,06}$$

$$= \frac{48}{305}^{0,6}\ \frac{48\ 1,50}{12 \times 70}^{0,2}\ \frac{110499}{209985}^{0,06}$$

= 0,268 > 0,183

gramos = gramos2 = 0,268

A9.3.2—Momento de carga viva máxima (HL-93) en el medio del tramo

Carga del carril de diseño:

$$0.64klf \times \frac{(70\ pies)^2}{8} = 392,0\ kip\text{-}pie$$

Camión de diseño (con el eje central colocado en el centro del tramo):

$$\frac{32^k\ 70\ pies}{4} + \frac{(8^k\ 32^k)\ pies\ \times 21\ pies\ 35}{70} = 980,0\ kip\text{-}pie$$ Gobierna

Diseño Tándem (con tándem centrado en el centro del vano):

$25^k\ 33$ pies = 825,0 kip-pie

SOY = 33%

MLL + mensajería instantánea = 392,0 + 980,0 × 1,33

= 1695,4 kip-pie

g × MLL + IM = (0,268)(1695,4)

= 454,4 kip-pie

A9.4—Calcular la resistencia a la flexión nominal

$$fps = F_{pu}\left(1 - kd\frac{c}{pag}\right)$$ Diseño LRFD Ec. 5.7.3.1.1-1

k = 0,38 para cordones liberados de tensiones — Diseño LRFD Tabla C5.7.3.1.1-1

fpu = 270 ksi

dp = distancia desde la fibra de compresión extrema al CG de los tendones de pretensado

= 33 pulg. – 2,4 pulg.

= 30,6 pulgadas.

Para sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0{,}85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$ — Diseño LRFD Ec. 5.7.3.1.1-4

Desprecia el refuerzo no pretensado.

Aps = 20 × 0,153

= 3,06 pulgadas 2

b = 48 pulg.

f ′c = 5 ksi

β1 = 0,80

$$c = \frac{3{,}06 \times 270}{0{,}85 \times 5 \times 0{,}80 \times 48 + 0{,}38 \times 3{,}06 \times \frac{270}{30{,}6}}$$ — Diseño LRFD 5.7.2.2

= 4,76 pulgadas.

a = β1c — Diseño LRFD 5.7.2.2

= 0,80 × 4,76

= 3,81 pulg. < 5,5 pulg.

Por tanto, el supuesto de comportamiento de la sección rectangular es válido.

$$f_{ps} = 270\left(1 - 0{,}38 \times \frac{4{,}76}{30{,}6}\right)$$

= 254,0 ksi

$$\text{manga} = A_{ps} f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right)$$ — Diseño LRFD Ec. 5.7.3.2.2-1

$$= 3{,}06 \times 254{,}0 \left(30{,}6 - \frac{3{,}81}{2}\right)\frac{1}{12}$$

= 1858,6 kip-pie

A9.5—Refuerzo máximo (C6A.5.6)

La resistencia mayorada (factor φ) de las secciones controladas por compresión se reducirá de acuerdo con el Artículo de Diseño 5.5.4.2.1 de LRFD. Este enfoque limita la capacidad de las secciones sobrerreforzadas (compresión controlada). C6A.5.6

La deformación neta por tracción, εt, es la deformación por tracción con resistencia nominal y está determinada por la deformación compatibilidad usando triángulos similares. Diseño LRFD C5.7.2.1

Dada una deformación permitida del concreto de 0.003 y una profundidad al eje neutro c = 4.76 pulgadas y una profundidad desde la fibra de compresión extrema del concreto hasta el centro de gravedad del pretensado hebras, dp = 30,6 pulg.

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_t}{\text{corriente continua} -}$$

$$\frac{0.003}{4{,}76 \text{ pulgadas.}} = \frac{\varepsilon_t}{30{,}6 \text{ pulgadas} - 4{,}76 \text{ pulgadas}}$$

$\varepsilon_t = 0{,}0163$

Para εt = 0,0163 > 0,005, la sección está controlada por tensión y el factor de resistencia φ se tomará como 1,0. Diseño LRFD 5.7.2.1, 5.5.4.2

A9.6—Refuerzo mínimo 6A.5.7

La cantidad de refuerzo debe ser suficiente para desarrollar Mr igual al menor de: Diseño LRFD 5.7.3.3.2

1,33Mu o 1,2Mcr

señor = Minnesota (1,0)(1858,6) = 1858,6 =

Mu = 1,75(454,4) + 1,25(627,2) + 1,5(58,2) = 1666,5

1,33Mu = 2216,4 > Sr comprobar Sr ≥ 1,2Mcr

$$\text{mcr} = S_c\gamma\left(M + - \text{cpe}\right) \quad \text{dnc}\ \frac{S_c}{S} - 1 \geq S f_{cr}$$ Diseño LRFD Ec. 5.7.3.3.2-1

Cuando se diseña una sección monolítica o no compuesta para resistir todas las cargas, se sustituye Snc por Sc. Por lo tanto:

$M_{cr} = S_{nc}\,(f_r + f_{cpe}) \geq S_{nc}\, f_r$

$S_{nc} = S_b = 6767$ pulg.3

fcpe = esfuerzo de compresión en el concreto debido a la fuerza de pretensado efectiva (después de tener en cuenta todos pérdidas de pretensado) en la fibra extrema de la sección donde la tensión de tracción es causada por cargas aplicadas externamente

$$f_{cpe} = \frac{P_{pe}}{\text{COMO}} + \frac{P_{pe}\, e}{S_b}$$

dónde:

Ppe = fuerza de pretensado efectiva

Módulo de ruptura: Diseño LRFD 5.4.2.6

fr = 0,37 pies cúbicos $\sqrt{\ }$

= 0,37 5 $\sqrt{\ }$

= 0,827 ksi

A9.6.1—Determinar la fuerza de pretensado efectiva, Ppe

ppe = Apsfpe

Pérdidas totales de pretensado: Diseño LRFD Ec. 5.9.5.1-1

ΔfpT = ΔfpES + ΔfpLT inmediatamente antes de la transferencia

Pretensado efectivo:

fpe = Pretensado inicial – Pérdidas totales de pretensado

A9.6.1.1—Pérdida debido a acortamiento elástico, ΔfpES (Diseño LRFD 5.9.5.2.3a)

$$\Delta fpES = \frac{mi_{pag}}{mi} F_{cgp}$$ Diseño LRFD Ec. 5.9.5.2.3a-1

$$fcgp = \frac{P_i}{A I} Pe + \frac{Yo^2}{} \frac{MDe}{I}$$

Pretensado inicial inmediatamente antes de la transferencia = 0,7 fpu si no está disponible en los planos. Tabla de diseño LRFD 5.9.3-1

Para estimar Pi inmediatamente después de la transferencia, utilice 0,90 (0,7 fpu). Diseño LRFD C5.9.5.2.3a

Pi = 0,90 × (0,7 × 270) 20 × 0,153

= 520,5 kips

A = 753 pulgadas 2

I = 110499 pulg.4

mi = 16,5 pulg. – 2,4 pulg.

= 14,1 pulgadas.

MD = Momento debido al peso propio del miembro

$$= \frac{1}{8} 2 \times \times = 0{,}815\ 70\ 499{,}2 \text{ kip-pie}$$

$$fcgp = \frac{2\ 520{,}5}{753} + \frac{520{,}5\ 14{,}1}{110499} - \frac{499{,}2\ 14{,}1\ 12 \times \times}{110499}$$

= 0,691 + 0,936 – 0,764

= 0,863 ksi

$$etc. = 33000\ (\ )\ Kw_c^{1.5} \sqrt{ct'\ f}$$ Diseño LRFD Ec. 5.4.2.4-1

$= 33000(1,0)(0,145)^{1.5}\sqrt{4.0}$

= 3644 ksi — Diseño LRFD C5.4.2.4

Ep. = 28500 ksi — Diseño LRFD 5.4.4.2

$\Delta fpES = \frac{28500}{3644} \times 0.863$ — Diseño LRFD Ec. 5.9.5.2.3a-1

= 6.750 ksi

A9.6.1.2—Estimación aproximada de la suma global de las pérdidas dependientes del tiempo, ΔfpLT (Diseño LRFD 5.9.5.3)

Incluye fluencia, contracción y relajación del acero.

ΔfpLT = 19,0 + 4 × PPR (promedio de viga cajón) — Tabla LRFD 5.9.5.3-1

$PPR = \frac{una\ f_{pd\ py}}{A_{pd}f_{py}Af + _{si}}$ — Diseño LRFD Ec. 5.5.4.2.1-4

Aps = 3,06 pulgadas 2

fpy = 0,85 × φπυ Cordón libre de tensiones — Diseño LRFD Tabla 5.4.4.1-1

= 0,85 × 270

= 229,5 ksi

Como = 0

PPR = 1,0

ΔfpLT = 19,0 + 4 × 1,0

= 23 ksi

A9.6.1.3—Pérdidas totales de pretensado, ΔfpT

ΔfpT = ΔfpES + ΔfpLT — Diseño LRFD Ec. 5.9.5.1-1

= 6,75 + 23,0

= 29,75 ksi

fpe = Pretensado inicial – Pérdidas totales de pretensado

= (0,7 × 270) –29,75

= 159,3 ksi

Equipo = 159,3 × 20 × 0,153

= 487,5 kips

$$f_{pb} = \frac{P_{pe}}{A_s} + \frac{P_{pe} e_{pe}}{S_b}$$

$$= \frac{487,5}{753} + \frac{487,5\,(16,5 - 2,4)}{6767}$$

= 1,663 ksi

$$M_c = (f_r + f_{cpe}) S_b$$

$$= (0,827 + 1,663)\,6767 \times \frac{1}{12}$$

= 1404,2 kip-pie

Mcr = φMn

= 1,0 × 1858,6 = 1858,6 kip-pie

Señor = 1858,6 > 1,2Mcr = 1,2 × 1404,2 = 1685,0 OK

Se cumple la verificación de refuerzo mínimo. 6A.5.7

A9.7—Ecuación general de clasificación de carga (6A.4.2)

$$FR = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_L)(LL + IM)}$$ Ec. 6A.4.2.1-1

A9.7.1—Factores de evaluación para estados límite de resistencia

A9.7.1.1—Factor de resistencia, φ — Diseño LRFD 5.5.4.2.1

φ = 1,0 para flexión

A9.7.1.2—Factor de condición, φc — 6A.4.2.3

φc = 1,0 sin deterioro

A9.7.1.3—Factor del sistema, φs — 6A.4.2.4

φs = 1,0

A9.7.2—Clasificación de carga de diseño (6A.4.3)

A9.7.2.1—Estado límite de resistencia I (6A.5.4.1)

$$FR = \frac{(\varphi_c)(\varphi_s)(\varphi) R_n - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_L)(LL + IM)}$$

Tabla 6A.4.2.2-1

Carga	Inventario	Operando	
corriente continua	1.25	1.25	
DW	1.5	1,50	El espesor del asfalto no fue medido en campo
LL + IM	1,75	1.35	

A9.7.2.1a—Flexión en la mitad del tramo

Inventario:

$$FR = \frac{(1{,}0)(1{,}0)(1{,}0)(1.858{,}6) - (1{,}25)(627{,}2) - (1{,}50)(58{,}2)}{(1{,}75)(454{,}4)}$$

= 1,24

Operando:

$$FR = 1.24 \times \frac{1{,}75}{1.35}$$

= 1,61

No es necesario comprobar el corte para la carga de diseño ya que el puente no muestra signos de corte. angustia.

A9.7.2.2—Estado límite del Servicio III para el nivel de inventario (6A.5.4.1)

$$FR = \frac{f_R - (\gamma_D)(f_D)}{(\gamma_L)(f_{LL+IM})}$$

Resistencia a la flexión:

f_R = f_{pb} + Esfuerzo de tracción admisible

f_{pb} = esfuerzo de compresión debido al pretensado efectivo

= 1,663 (Ver cálculo anterior, A.9.6.1.3)

Esfuerzo de tracción permitido $= 0{,}19\sqrt{f'_c}$

Diseño LRFD Tabla 5.9.4.2.2-1

$= 0{,}19\sqrt{5}$

= 0,425 ksi

f_R = 1,663 + 0,425

= 2.088 ksi

Estrés de carga muerta:

$$f_{dc} = \frac{627{,}2 \times 12}{6767} = 1.112 \text{ kilos}$$

$$f_{dw} = \frac{58{,}2 \times 12}{6767} = 0{,}103 \text{ ksi}$$

f_D total = 1,215 ksi

Estrés de carga viva:

$$f_{L+IM} = \frac{454{,}4 \times 12}{6767} = 0{,}806 \text{ ksi}$$

γ_L = 0,80

γ_D = 1,0

$$FR = \frac{2,088\ (\bar{1},0)(1,215)}{(0,80)(0,806)}$$ Tabla 6A.4.2.2-1

= 1,35 > 1,0 OK

A9.7.3—Clasificación de carga legal (6A.4.4)

Capacidad de carga de diseño del inventario RF > 1,0; por lo tanto, no es necesario realizar las capacidades de carga legales ni publicarlas. 6A.4.3.1

A9.7.4—Clasificación de carga permitida (6A.4.5)

Tipo de permiso: Rutinario

Peso permitido: 240 kips

Vehículo con permiso: se muestra en el ejemplo A1, figura A1A.1.10-1

ADTT (una dirección): 4600

Del análisis de carga viva por programa informático:

Máximo no distribuido:

MLL = 2592 kip-pies

A9.7.4.1—Estado límite de resistencia II 6A.4.5.4.2a

$$\gamma L = \frac{1,30\ 1,20}{5000\ 1000\ 4600\ 1000} = \frac{\gamma - L\ \ 1.20}{-}$$ Tabla 6A.4.5.4.2a-1

= 1,29

Para un permiso de rutina, utilice un factor de distribución cargado de carriles múltiples. 6A.4.5.4.2a

gm = 0,268 (factor de distribución cargado de dos carriles)

IM = 10% Inspección de campo verificada: Superficie de conducción suave Tabla C6A.4.4.3-1

Efectos de carga viva distribuida:

MLL + LL = (2592)(0,268)(1,10) 764,1 kip-pie

Flexura:

$$FR = \frac{(1,0)(1,0)(1,0)(1858,6)\ 1,25(\bar{6}27,2)\ 1,5(58,2)^{-}}{(1.29)(764.1)}$$

RF = 1,00 = 1,0 OK

Nota: Los camiones con permiso deben revisarse para detectar corte de forma incremental a lo largo de la longitud del miembro. No ilustrado aquí; consulte el Ejemplo A3. 6A.5.9

A9.7.4.2—Estado límite de servicio I 6A.6.4.2.2

γL = γDC = γDW = 1,0 Tabla 6A.4.2.2-1

Se deben utilizar los métodos de análisis de distribución de LRFD como se describen en LRFD 4.6.2. C6.6.4.2.2

GM = 0,268

MLL + LL = (2592)(0,268)(1,10) = 764,1 kip-pie

MDC = 627,2 kip-pie

MDW = 58,2 kip-pie

mcr = 1404,2 kip-pie (calculado previamente)

fpe = 159,3 ksi (calculado previamente)

MDC + MDW + MLL + IM – Mcr = 627,2 + 58,2 + 764,1 – 1404,2 = 45,3 kip-pie

A9.7.4.2a—Comprobación simplificada usando 0,75 Mn

MDC + MDW + MLL + IM = 1449,5 kip-pie

0,75Mn = 0,75 × 1858,6 kip-pie

= 1394,0 kip-pie < 1449,5 kip-pie NO ES BUENO

Relación de momento:

$$\frac{0{,}75\ \text{millones}}{M_{DC} + M_{DW} + M_{LL+IM}} = \frac{1394{,}0}{1449{,}5} = 0{,}96 < 1{,}0$$ NO ES BUENO

A9.7.4.2b—Verificación refinada usando 0.90fy

Calcule la tensión en el refuerzo exterior en la mitad del claro. Estrés debido a momentos superiores a los El momento de fisuración actúa sobre la sección fisurada. Los momentos hasta el momento del crack. provocar en la armadura un esfuerzo igual al pretensado efectivo.

$f_R = 0{,}9 f_y = 0{,}9(0{,}85) f_{pu} = 0{,}9(0{,}85 \times 270) = 206{,}6$ ksi — Diseño LRFD Tabla 5.4.4.1-1

Propiedades de sección para la sección fisurada:

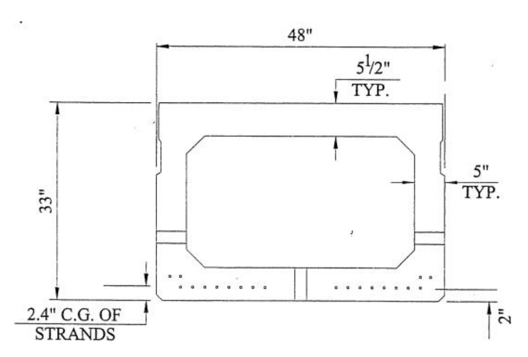


Figura A9.7.4.2b-1—Sección transversal de viga tipo caja

Suponga que el eje neutro está en el ala superior.

Aps = 3,06 pulgadas 2 — Diseño LRFD 5.7.1

f'c = 5 ksi

Se aplica una relación modular efectiva de 2n

norte = $\frac{mi_{pag}}{mi_c} = \frac{28500}{4000}$

norte = 7; por lo tanto, 2n = 14

Atrans = 2 Un 3,06 14 42,8 pulg. PD

C = $\frac{(\text{antes de Cristo})\left(\frac{C}{2}\right)+(2)(mi)(d A_{trans})}{(\text{antes de Cristo}) + A_{trans}}$

C = $\frac{(48)(C)\left(\frac{C}{2}\right)+(33-2,4)(42,8)}{(48)(C)+42,8}$

2 24 42,8 1309,7 0 c +- = c

Resolviendo para c:

C = 6,55 pulgadas > 5,50 pulgadas asumidas; por lo tanto, encuentre la profundidad del eje neutro mediante prueba y ajustamiento

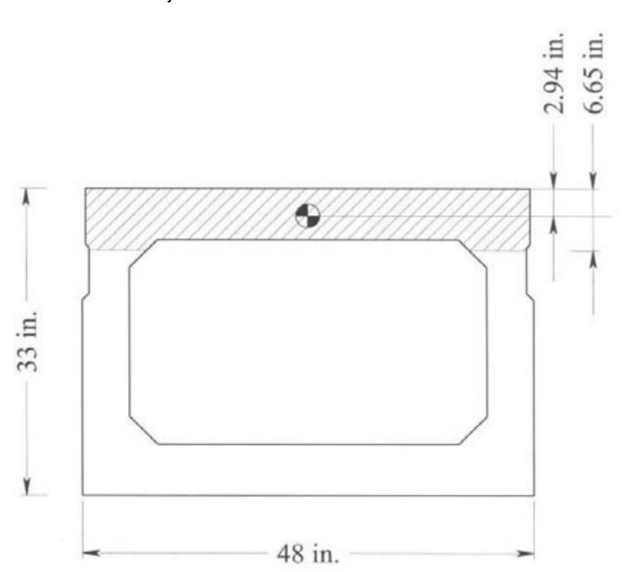


Figura A9.7.4.2b-1—Sección transversal de viga en caja para determinar c

Tabla A9.7.4.2b-1—Valores de prueba y ajuste para c

juicio c	centroide	Área Concreto	C calculado	Diferencia Prueba – Calculada
5,5	2,75	264,0000	6,6383	–1,138 –
5,8294	2,8041	264,7872	6,6749	0,846 –
6,3	2,8827	271,3392	6,6621	0,362 –
6,6	2,9318	275,1264	6,6596	0,060 –
6,65	2,9400	275,7456	6,6594	0,009
6,7	2,9482	276,3504	6,6595	+0,041

Por prueba y ajuste, c equivale aproximadamente a 6,65:

$$c = \frac{2,94(275,7456) + (16 \times 0,153 \text{ pulg.}^2 \times 31 \text{ pulg.}) + (4 \times 0,153 \text{ pulg.}^2 \times 29 \text{ pulg.})\ 14}{(275.7456) + (20 \times .153 \text{ pulgadas}^2 \times 14)} = 6.65$$

$$icr = \frac{1}{12}(47,25)(5,5)^3 + (47,25)(5,5)\left(6,65 - \frac{5,5}{2}\right)^2 + 2 \times \left(\frac{1}{12}(6,9)(1,15)^3 + (6,9)(1,15)(0,58)^2\right) + (42,8)(33 - 2,4 - 6,65)^2 = 29165 \text{ pulgadas.}^4$$

Tensión más allá del pretensado efectivo (aumento de la tensión después del agrietamiento):

$$f = \frac{M_{norte}\, i}{I} = \frac{(42,9)(12)(33 - 2 - 6,65)\ 7}{29165} = 3,01 \text{ kilos}$$

Tensión en el refuerzo en el paso de Permiso Servicio I:

$f_s = 159,3 + 3,01 = 162,31$ ksi $\le F_R = 0,9 f_y = 206,6$ ksi DE ACUERDO

Relación de estrés:

$$\frac{0,9 f_y}{F_s} = \frac{206.6}{162,31} = 1,27 > 1,0$$ DE ACUERDO

Para este puente, la verificación simplificada indica que se viola la condición del Servicio I para el camión de permisos; la verificación más detallada indica que la condición es aceptable.

A9.8—Resumen de los factores de calificación

Tabla A9.8-1—Resumen de factores de clasificación—Viga tipo cajón interior

Estado límite		Clasificación de carga de diseño (HL-93)		Clasificación de carga permitida
		Inventario Operativo 1,25 1,61		
fuerza yo	Flexura			—
Fuerza II	Flexura	—	—	1.00
Servicio III		1.35	—	—
Servicio yo	Aproximado	—	—	Relación de tensión = 0,96
	Refinado	—	—	Relación de tensión = 1,27

A9.8—Referencias

AASHTO. 2007. Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD, cuarta edición, LRFDUS-4-M o LRFDSI-4. Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte, Washington, DC.